

# ARMIRTER BETON.

1910. DEZEMBER.

## INHALT:

Versuche mit Eisenbetonbalken. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart. Von Otto Graf (Zuffenhausen). S. 451.

Bemerkungen zum Vortrag Schüles über die Frage der zulässigen Spannungen im Eisen. S. 466.

Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Von Ingenieur Richard Kafka (Wien). (Schluß von S. 421.) S. 469.

Neue Versuche. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). (Schluß von S. 439.) S. 477.

Eine kurze Bemerkung zu den Säulenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner (Cöln). S. 480.

Beobachtungsturm für die Marineartillerie zu Friedrichsort bei Kiel. Von Ingenieur Jos. Gaugusch (Wien). S. 480.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 483.

Mitteilungen über Patente. S. 490. — Verschiedene Mitteilungen. S. 490. — Bücherbesprechungen. S. 490. — Neue Kalender. S. 490.

## VERSUCHE MIT EISENBETONBALKEN.

Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart.

Von Otto Graf.

Die folgenden Mitteilungen sind ein Auszug aus dem von C. Bach und O. Graf erstatteten Bericht, welcher in den Heften 90 und 91 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, erschienen ist.

Die Untersuchungen gehören zu denjenigen, welche im Auftrage des Eisenbetonausschusses der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie und mit Mitteln dieser Stiftung durchgeführt worden sind; sie bilden den dritten Teil der Versuche mit Eisenbetonbalken. Der erste Teil ist in Heft 39, der zweite Teil in Heft 45 bis 47 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ veröffentlicht worden.

**A. Versuche über die Widerstandsfähigkeit des Betons in der Druckzone von Balken mit einfach rechteckigem Querschnitt und von Plattenbalken, Einfluß der Plattenbreite.)\***

Nach Durchführung von Vorversuchen sind Balken mit rechteckigem Querschnitt sowie mit

480, 750 und 1000 mm breiter Platte zur Untersuchung gelangt.

Sämtliche Versuchskörper waren der Aufgabe gemäß so zu entwerfen und auszuführen, daß die Überwindung der Widerstandsfähigkeit der Balken durch Zerstörung des Betons in der Druckzone sicher zu erwarten stand. Unter der Höchstbelastung mußte deshalb die Spannung in den auf der Zugseite befindlichen Eiseneinlagen unterhalb der Streckgrenze bleiben, ebenso durfte die Grenze des Gleitwiderstandes nicht erreicht werden.

### I. Bauart und Zusammensetzung der Versuchskörper.

Die Bauart ist aus den Fig. 1 bis 4 ersichtlich.

Es wurden hergestellt:

Reihe 2:\*) 3 Balken mit einfach rechteckigem Querschnitt nach Fig. 1;

Reihe 3: 2 Balken nach Fig. 2 mit Druckplatte von 480 mm Breite;

Reihe 4: 3 Balken nach Fig. 3 mit Druckplatte von 750 mm Breite;

Reihe 5: 3 Balken nach Fig. 4 mit Druckplatte von 1000 mm Breite;

Reihe 5a: 2 Balken nach Fig. 4, jedoch ohne Quereisen in der Platte, mit Druckplatte von 1000 mm Breite.

Die Einlagen auf der Zugseite haben für sämtliche Balken denselben Querschnitt von

\*) Die Anregung zu diesen Versuchen, die mit dem vorliegenden Bericht noch nicht als erledigt betrachtet werden dürfen, gab Herr Prof. Max Foerster in Dresden als Obmann der Kommission für Architektur, Ingenieur- und Verkehrswesen im Kuratorium der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie. Der Eisenbetonausschuß der Jubiläumstiftung hat in seinen Sitzungen vom 13. Dezember 1907 und 8. Oktober 1908 beschlossen, die Versuche zur Durchführung zu bringen. Die Aufstellung des Arbeitsplanes geschah in der Materialprüfungsanstalt unter Beachtung der Ergebnisse aus anderen in der Anstalt durchgeführten Untersuchungen und unter Berücksichtigung der von den Mitgliedern des Ausschusses Herrn Direktor Dr.-Ing. Koenen und Herrn Prof. Moeller gemachten Vorschläge.

\*) Die Bezeichnung der Reihen ist dieselbe wie im ausführlichen Bericht. Die Vorversuche sind dort als Reihe 1 bezeichnet.

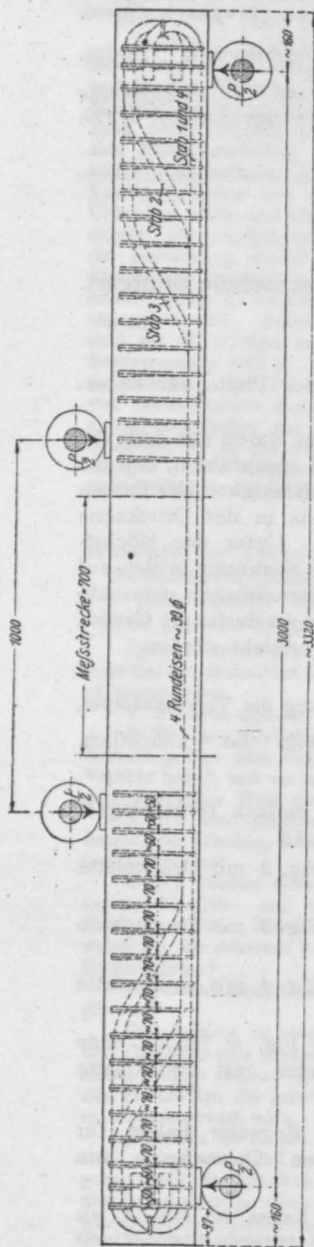
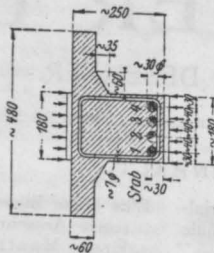
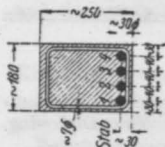


Fig. 1.  
Balken der Reihe 2.

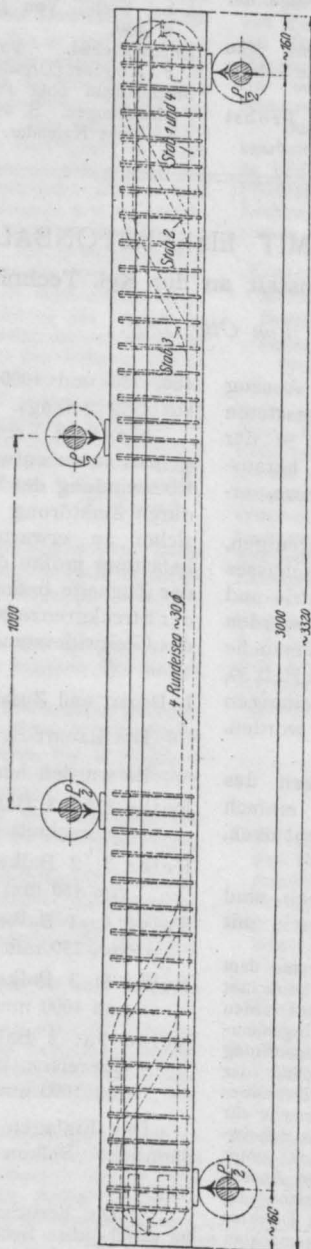


Fig. 2.  
Balken der Reihe 3.

zusammen rund 30 qcm. Die Bügel im Steg der Balken sind mit Rücksicht auf die geringe Steghöhe oben doppelt geführt; die Übertragung der senkrechten Bügelkräfte wird dabei nicht den Haken allein (wie dies meist üblich ist) überlassen.

Die Zusammensetzung des Betons betrug:

- 1 Raumteil Zement von Heidelberg,
- 3 Raumteile Rheinsand von 0 bis 7 mm Korngröße,
- 4 Raumteile Rheinkies von 7 bis 20 mm Korngröße,
- 9,5 Gewichtsprocente Wasser (Wasserzusatz  $\beta$ , vgl. Seite 6 in Heft 72 bis 74 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“).

## II. Herstellung der Versuchskörper. Durchführung der Versuche.

Die Versuchskörper lagerten bis einige Stunden vor der Prüfung auf feuchtem Sand und waren stets mit nassen Säcken bedeckt.

Die Prüfung erfolgte bei den Körpern der Reihen 2, 3 und 5a im Alter von rund 45 Tagen, bei denen der Reihen 4 und 5 im Alter von rund 100 Tagen.

Weitere Mitteilungen, insbesondere über die angestellten Beobachtungen sind im ausführlichen Bericht niedergelegt.

## III. Versuchsergebnisse.

Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum können hier nur einige wesentliche Ergebnisse kurz angedeutet werden.

### 1. Erscheinungen beim Bruch der Balken.

a) Balken der Reihe 2, einfach rechteckiger Querschnitt, Bauart nach Fig. 1, photographische Abbildungen Fig. 5 u. 6\*).

\*) Die Zahlen auf den Balkenflächen bedeuten jeweils die Belastung P in Tonnen, unter welcher der zugehörige Teil des Risses beobachtet worden ist.

Unter der Höchstbelastung erfolgte die Zerstörung des Betons auf der Druckseite, wie Fig. 5 u. 6 erkennen lassen. Das Bruchbild auf der oberen Fläche der Balken, aus Fig. 6 für den Balken 328 ersichtlich, weist Erscheinungen der Pyramiden-

der Zerstörung des Betons durch Druckbeanspruchung, vgl. Fig. 8.

Außer den Rissen, welche die Überwindung der Druckfestigkeit anzeigen, läßt Fig. 8 noch einzelne Risse erkennen, die ungefähr in

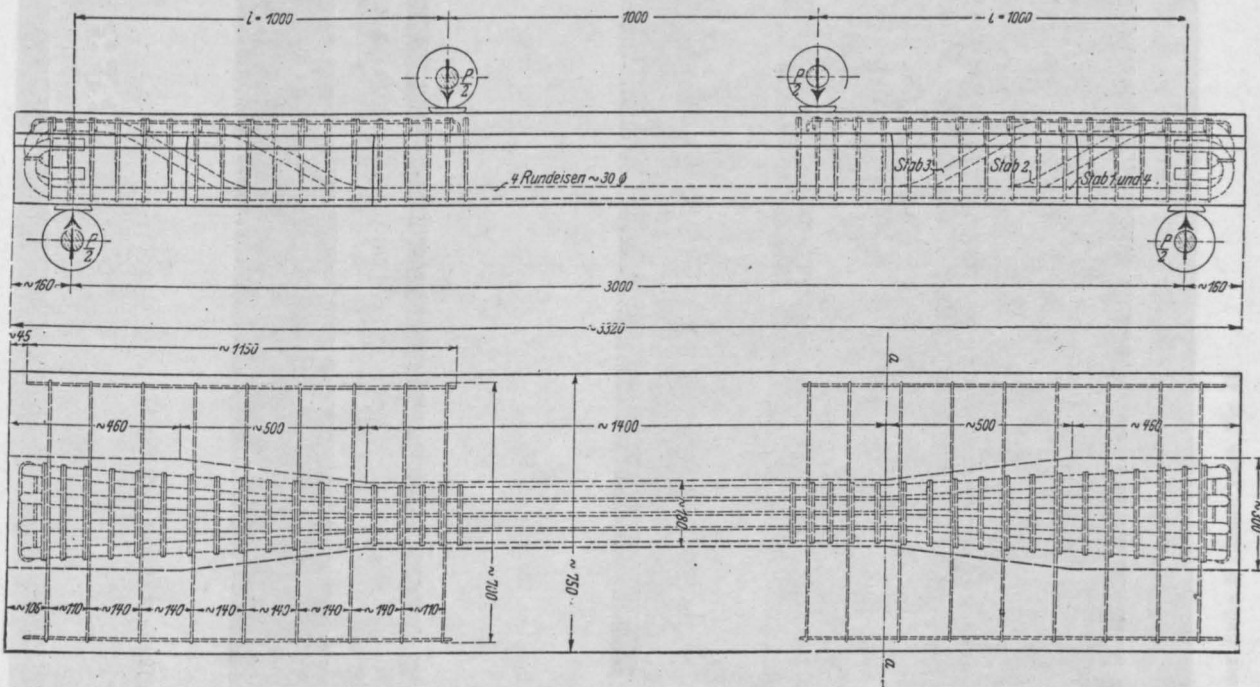


Fig. 3. Balken der Reihe 4.

bildung auf, wie sie bei der Prüfung von Würfeln und Prismen aufzutreten pflegen.

Bei sämtlichen 3 Balken der Reihe 2 war die Widerstandsfähigkeit erschöpft mit der Zerstörung des Betons durch Druckbeanspruchung,

b) Balken der Reihe 3, 480 mm breite Platte, Bauart nach Fig. 2, photographische Abbildung Fig. 7.

Die Balken zeigen ähnliche Erscheinungen, wie sie bei den Balken der Reihe 2 beobachtet wurden. Auch hier war die Widerstandsfähigkeit der Balken erschöpft mit der Überwindung der Druckfestigkeit des Betons. Fig. 7 zeigt ausgeprägte Pyramidenbildung.

c) Balken der Reihe 4, 750 mm breite Platte, Bauart nach Fig. 3, photographische Abbildung Fig. 8.

Auch bei den Balken der Reihe 4 war die Widerstandsfähigkeit erschöpft mit

Richtung der Balkenachse über dem Anschluß der Platte an den Steg auftraten. Diese Risse zeigen an, daß bei der Übertragung der Kräfte aus dem Steg des Balkens in die Platte derselben die Festigkeit des Betons an den Rißstellen überwunden worden ist.

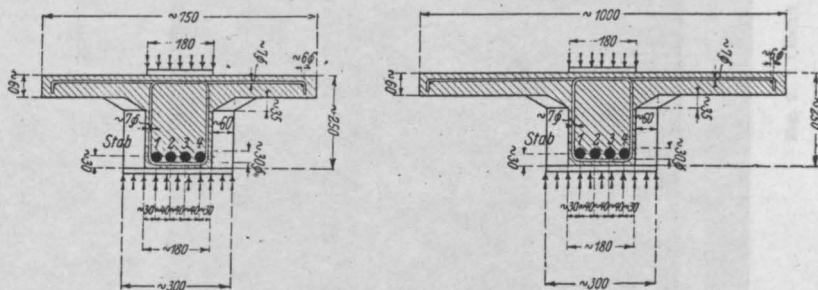


Fig. 4. Balken der Reihe 5.

d) Balken der Reihe 5, 1000 mm breite Platte, Bauart nach Fig. 4, photographische Abbildungen Fig. 9 und 10.

Wird zunächst Fig. 9 ins Auge gefaßt, so erkennt man, daß ungefähr in Richtung der Balken-

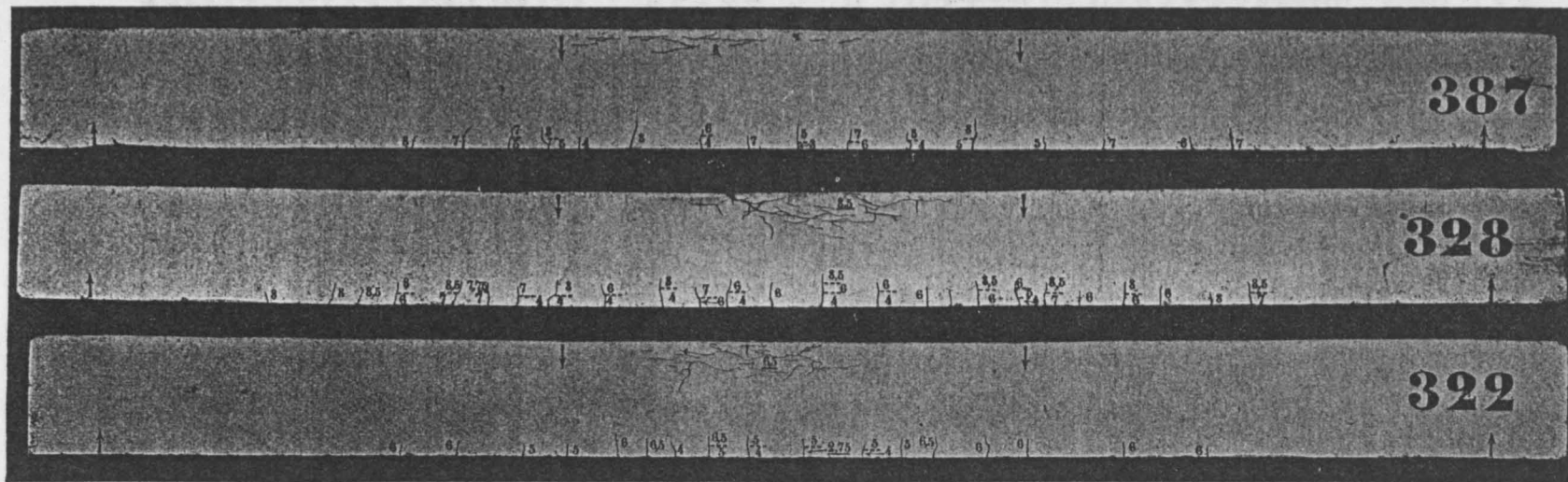


Fig. 5.

Seitenflächen der Balken der Reihe 2 mit Bauart nach Fig. 1.

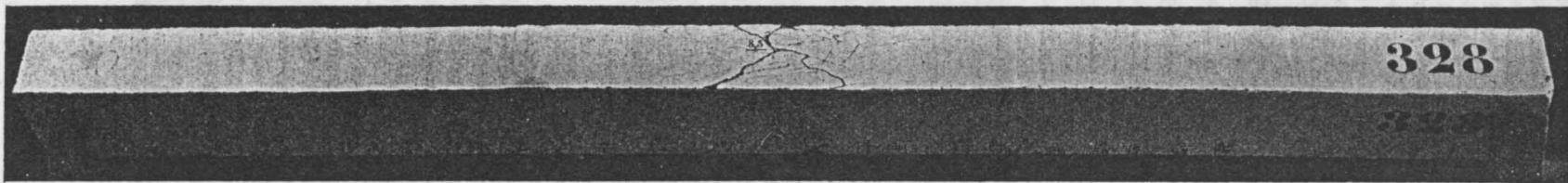


Fig. 6.

Obere Fläche des Balkens 328 der Reihe 2 (Bauart nach Fig. 1).



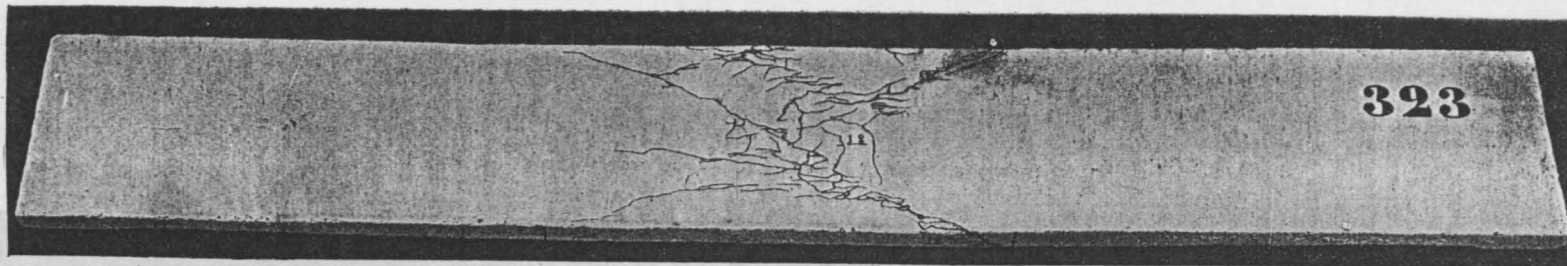


Fig. 7. Obere Fläche des Balkens 323 der Reihe 3 (Bauart nach Fig. 2).

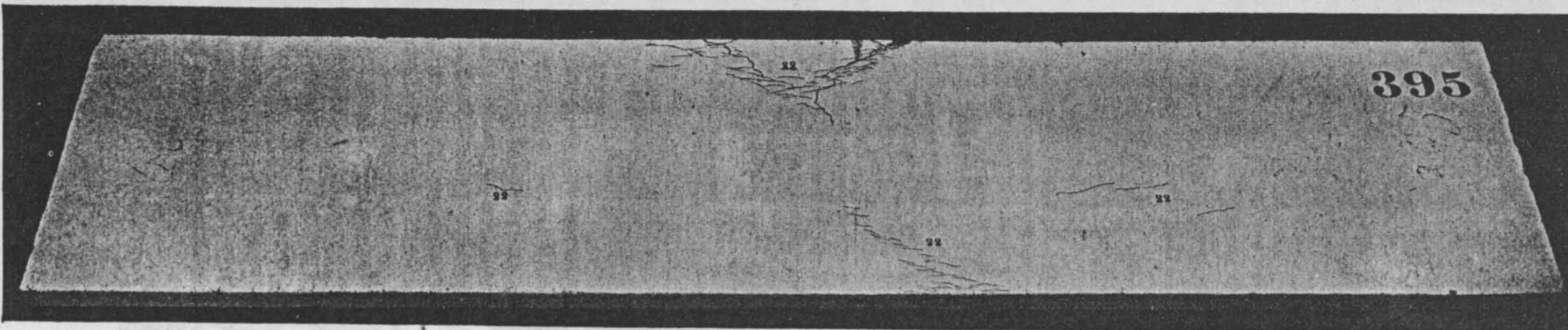


Fig. 8. Obere Fläche des Balkens 395 der Reihe 4 (Bauart nach Fig. 3).

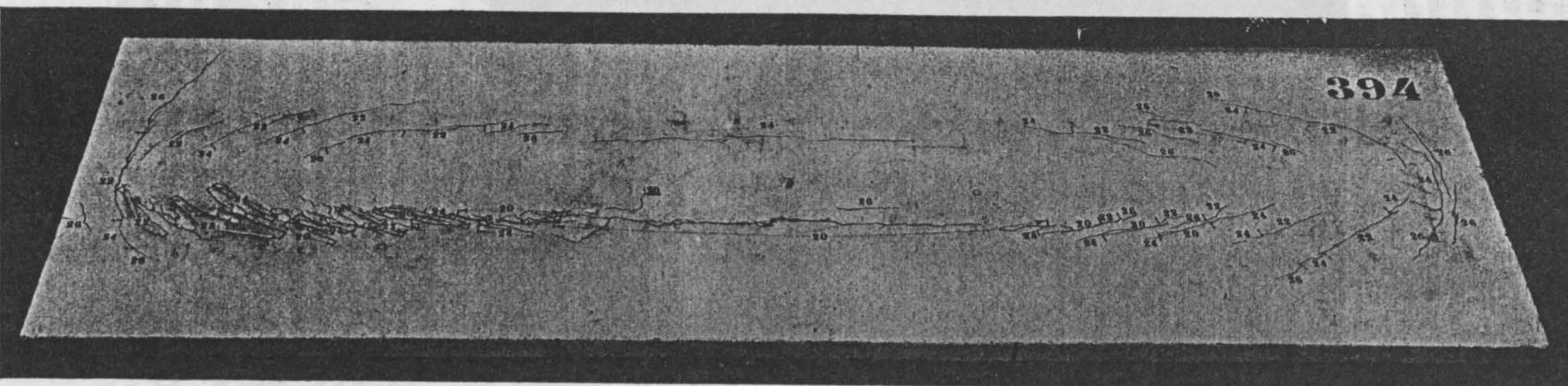


Fig. 9. Obere Fläche des Balkens 394 der Reihe 5 (Bauart nach Fig. 4).

achse zuerst auf der vorderen ( $P = 20$  t), später auch auf der hinteren Seite ( $P = 22$  t) über dem Anschluß von Steg und Platte Risse eingetreten sind, entsprechend einem Abscheren des Betons der Platte von demjenigen des Stegs.

Nach Eintritt der ersten Risse auf der oberen Plattenfläche vermehrten und verlängerten sich

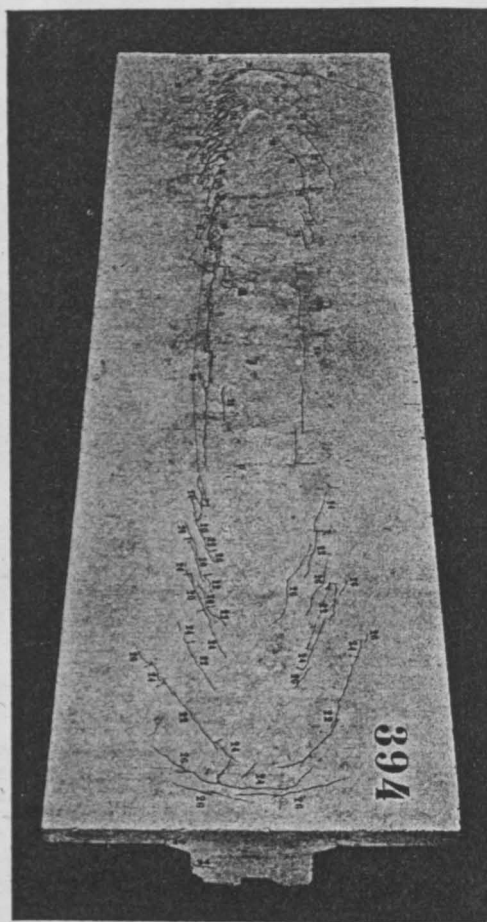


Fig. 10. Obere Fläche des Balkens 394 der Reihe 5.  
(Bauart nach Fig. 4.)

die Risse mit steigender Last, vgl. Fig. 9. Die Quereisen in der Platte haben hier einen wesentlichen Einfluß geäußert, wie aus den Ergebnissen der folgenden Reihe 5a hervorgeht.

e) Balken der Reihe 5a, 1000 mm breite Platte, Bauart nach Fig. 4, jedoch ohne Quereisen in der Platte, photographische Abbildung Fig. 11.

Aus Fig. 11 erkennt man, daß unter der Höchstbelastung des Balkens ein seitliches Plattenstück abgebrochen ist. Da die Platte keine Bewehrung enthielt, so war im Gegensatz zu den



Fig. 11. Obere Fläche und Seitenfläche des Balkens 426 der Reihe 5 a.  
(Bauart nach Fig. 4, jedoch ohne Querbewehrung der Platte).

Balken der Reihe 5 die Höchstbelastung erreicht mit dem Entstehen des Risses zwischen Platte und Steg.

2. Spannungen im Trennungsquerschnitt zwischen dem Mittelteile (Steg) des Balkens und den seitlichen Plattenstücken bei den Balken der Reihen 4, 5 und 5a.

Wie unter Ziff. 1 festzustellen war, wurde die Widerstandsfähigkeit bei den Balken der Reihen 5 und 5a (1000 mm breite Platte) dadurch überwunden, daß sich die seitlichen Plattenstücke von dem Steg des Balkens lösten, ungefähr entsprechend einer Trennung im Querschnitt 0—0, Fig. 12. Auch bei den Balken der Reihe 4 (750 mm breite Platte) waren solche Risse beobachtet worden (vgl. Fig. 8).

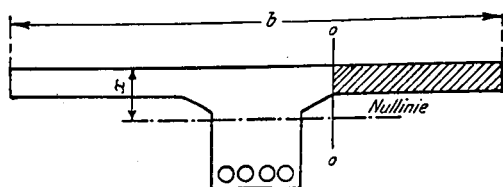


Fig. 12.

Zur Ermittlung der hierbei in dem Trennungsquerschnitt auftretenden Spannungen wurde ein Näherungsweg beschritten, welcher bei Außerachtlassung des Eigengewichts folgendes ergab:

- für die Balken der Reihe 4 (750 mm breite Platte nach Fig. 3, 99 Tage alt) unter der Höchstbelastung  
im Durchschnitt  $r = 25,4 \text{ kg/qcm}$ ,
- für die Balken der Reihe 5 (1000 mm breite Platte nach Fig. 3 und 4, 103 Tage alt) unter der Last, bei welcher auf der oberen Balkenfläche erstmals ein Riß zwischen Platte und Steg beobachtet wurde,  
im Durchschnitt  $r = 27,9 \text{ kg/qcm}$ ,
- für die Balken der Reihe 5a (wie Reihe 5, jedoch ohne Querbewehrung der Platte, 44. Tage alt) unter der Höchstbelastung  
im Durchschnitt  $r = 23,6 \text{ kg/qcm}$ .

Bei Beurteilung der Werte wird zu beachten sein, daß der verwendete Beton eine Druckfestigkeit von 123 (Reihe 4) bzw. 127 (Reihe 5) bzw. 114 kg/qcm (Reihe 5a) besaß. Dieser Beton war gewählt worden, um die Zerstörung des Druckgurts zu erreichen, bevor die Einlagen auf der Zugseite Spannungen nahe der Streckgrenze erlangen.

3. Verhältnis von  $\sigma_b$  zur Würfelfestigkeit des Betons K.

Das Verhältnis der nach den amtlichen preußischen Bestimmungen mit  $n = 15$  berechneten

Druckspannung des Betons  $\sigma_b$  unter der Höchstbelastung der Balken zur Würfelfestigkeit des Betons K wurde ermittelt bei den Balken der

- Reihe 2: rechteckiger Querschnitt, zu  
(1,30 + 1,42 + 1,46) : 3 = 1,39,  
Reihe 3: 480 mm breite Platte, zu  
(1,16 + 1,23) : 2 = 1,19,  
Reihe 4: 750 mm breite Platte, zu  
(1,23 + 1,24 + 1,32) : 3 = 1,26,  
Reihe 5: 1000 mm breite Platte, zu  
(1,13 + 1,21 + 1,21) : 3 = 1,18.

Diese Verhältniszahlen  $\sigma_b : K$  zeigen, daß der berechnete Wert von  $\sigma_b$  mehr oder minder größtenteils K, d. h. die nach den amtlichen Bestimmungen errechneten Werte der Druckfestigkeit des Betons in der obersten Schicht sind bei  $n = 15$  um 13 bis 46% größer als die Würfelfestigkeit. Ausgeprägt zeigt sich ferner, daß  $\sigma_b : K$  bei den Plattenbalken kleiner ist als bei den einfach rechteckigen Balken.\*)

4. Gesamte, bleibende und federnde Zusammendrückungen an der oberen Fläche der Balken über dem Steg und an den Rändern der Platte (im mittleren Balkenteil).

Aus den Ergebnissen seien diejenigen von den Balken der Reihe 4 mit 750 mm breiter Platte herausgegriffen.

Die gesamte Zusammendrückung an der oberen Fläche der Balken von Reihe 4 wurde ermittelt in  $\frac{1}{200}$  cm auf die Länge von 50 cm (im mittleren Balkenteil):

	über dem Steg	an den Rändern
unter P = 4 000 kg zu	1,39	1,28
" P = 8 000 " "	3,09	2,89
" P = 12 000 " "	5,27	5,07
" P = 16 000 " "	8,45	8,37
" P = 18 000 " "	10,93	11,32
" P = 20 000 " "	15,94	17,80

Innerhalb der Belastungen, denen die Balken bei Verwendung ausgesetzt sein würden,\*\*) ergibt sich für die Zusammendrückungen an den Rändern gegenüber

\*) Über Untersuchungen mit rechteckigem Balken, bei welchen die Zerstörung auf der Druckseite erfolgte, bevor die Streckgrenze der Einlagen auf der Zugseite erreicht war, haben früher Mörsch, Möller, Schüle und Emperger berichtet. (Vgl. Anmerkung 2, Seite 28 des Hauptberichts.) Bei den Versuchen, auf welche Probst Seite 437 dieser Zeitschrift hinweist, erfolgte die Zerstörung des Betons nach Überschreitung der Streckgrenze der Einlagen oder nach Überwindung des Gleitwiderstandes. Diese Versuche geben demnach keinen Aufschluß über das Verhältnis der Druckfestigkeit des Betons  $\sigma_b$  im Balken zur Würfelfestigkeit des Betons K.

\*\*) Unter P = 11 000 kg würden für das angeführte Beispiel die durchschnittlichen Spannungen ungefähr betragen:  $\sigma_c = 1000$ ,  $\sigma_b = 80$ ,  $r_0 = 16$ ,  $r_1 = 7,5 \text{ kg/qcm}$ .

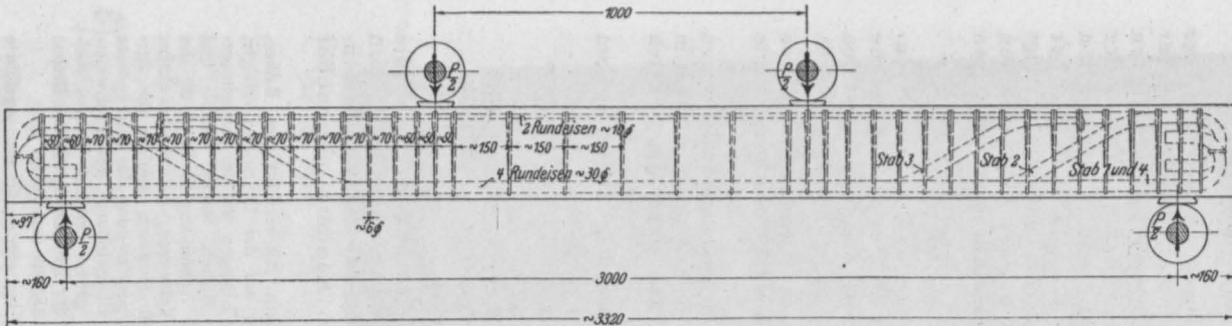
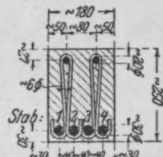
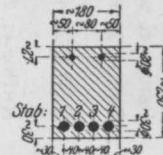
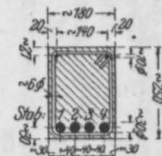


Fig. 13. Balken der Reihe 6.

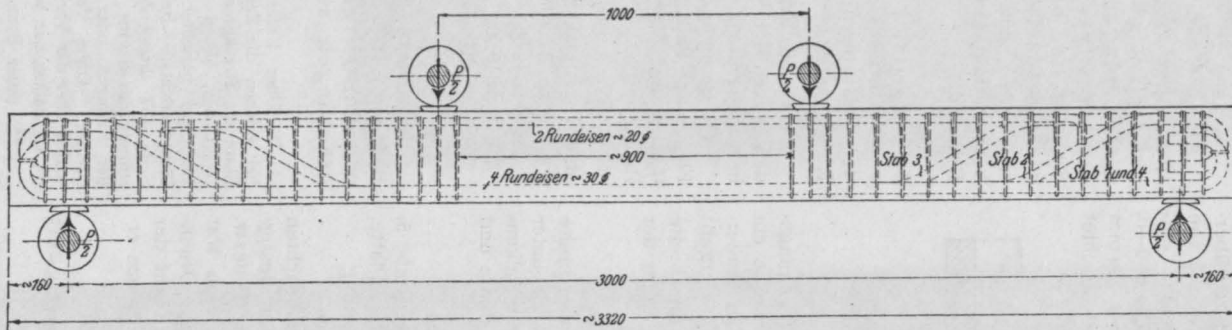


Fig. 14. Balken der Reihe 7.

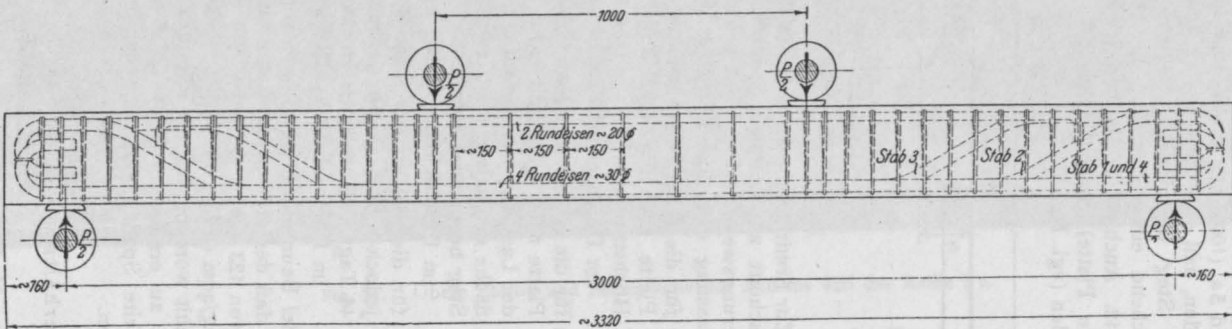


Fig. 15. Balken der Reihe 8.



den Zusammendrückungen über dem Steg ein ausgeprägter Unterschied nicht.

Dasselbe Ergebnis fand sich für die bleibenden und federnden Zusammendrückungen, wie Zusammenstellung 9 in Heft 90 und 91 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ ausweist. Dasselbst sind auch die Werte der Reihe 5 (1000 mm breite Platte) niedergelegt; auch bei diesen Balken waren die Zusammendrückungen des Betons über die ganze Plattenbreite gleich groß, bis die Trennungsrisse zwischen Steg und Platte erfolgten.

Dieses Ergebnis erscheint von erheblichem Interesse. Es deutet darauf hin, daß bei der Einführung einer gewählten Größe für die tragende Breite eines Plattenbalkens in die Rechnung (z. B. Breite  $b = \frac{1}{3}$  Spannweite  $l$ ) der Einfluß der Spannungen im vernachlässigten Teil der Platte auf die Spannungen im Querschnitt 0—0, Fig. 12, in gewissen Fällen zu beachten sein wird. Die Fig. 57 bis 60 des Hauptberichts geben hierzu verschiedene Hinweise.

Die weiteren Untersuchungen sollen hier nur aufgezählt werden:

Bewegungen der Ränder der Druckplatte in senkrechter Richtung gegenüber der Mitte der Platte.

Gesamte, bleibende und federnde Durchbiegungen der Balken.

Versuche über die Druckelastizität sowie über die Druckfestigkeit des Betons.

Vergleich der Druckspannungen des Betons an der oberen Balkenfläche, ermittelt aus den Messungen bei den Druckversuchen mit den Druckspannungen nach den amtlichen Bestimmungen. Von diesen Ergebnissen ist eine weitere Bearbeitung in Aussicht genommen.

Versuche mit Plattenbalken, deren Querschnitt unsymmetrisch in bezug auf die Kraftebene ist.

## B. Versuche mit Eisenbetonbalken, welche Einlagen in der Druckzone besitzen.

### I. Bauart, Material und Zusammensetzung der Versuchskörper.

Die Bauart der Balken ist aus den Figuren 13 bis 16 ersichtlich.

Es wurden hergestellt:

Reihe 6: 3 Balken nach Fig. 13; auf der Druckseite liegen 2 Rundeisen von 10 mm Durchmesser, welche durch Bügel im Abstand von 150 mm mit den Eisen auf der Zugseite verbunden sind;

Reihe 7: 3 Balken nach Fig. 14; in der Druckzone liegen 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser; der mittlere Balkenteil ist auf die Erstreckung von 900 mm frei von Bügeln;

Reihe 8: 3 Balken nach Fig. 15; in der Druckzone liegen wie bei den Balken der Reihe 7 zwei Rundeisen von 20 mm Durchmesser, welche je-

doch durch Bügel im Abstand von 150 mm mit den Einlagen auf der Zugseite verbunden sind;

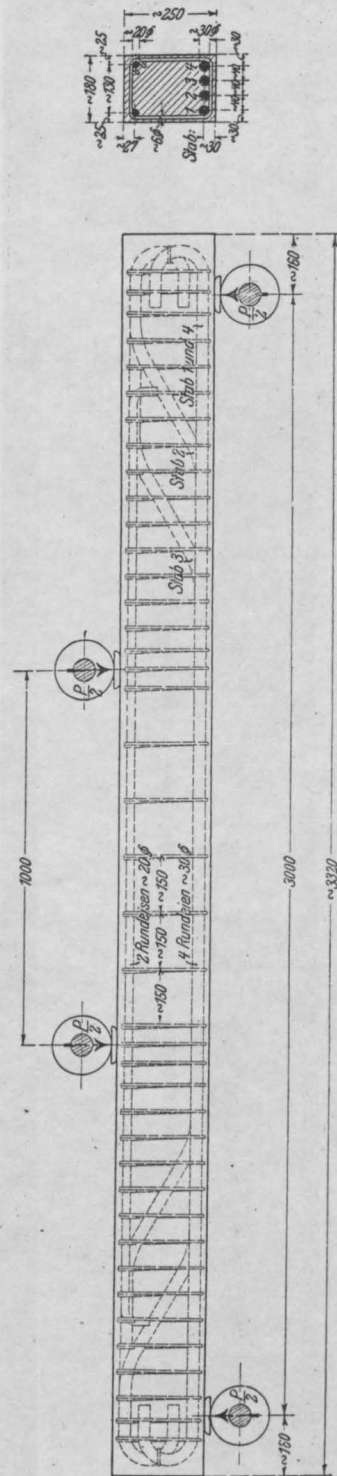


Fig. 16.

Balken der Reihen 9 und 10.



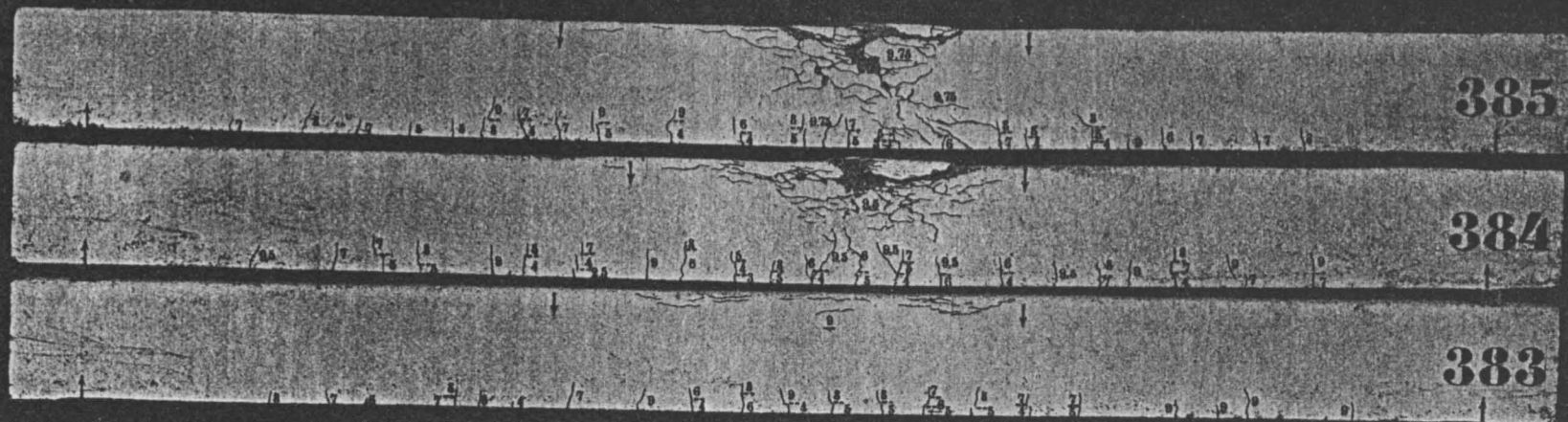


Fig. 17. Seitenflächen der Balken der Reihe 6 (Bauart nach Fig. 13).

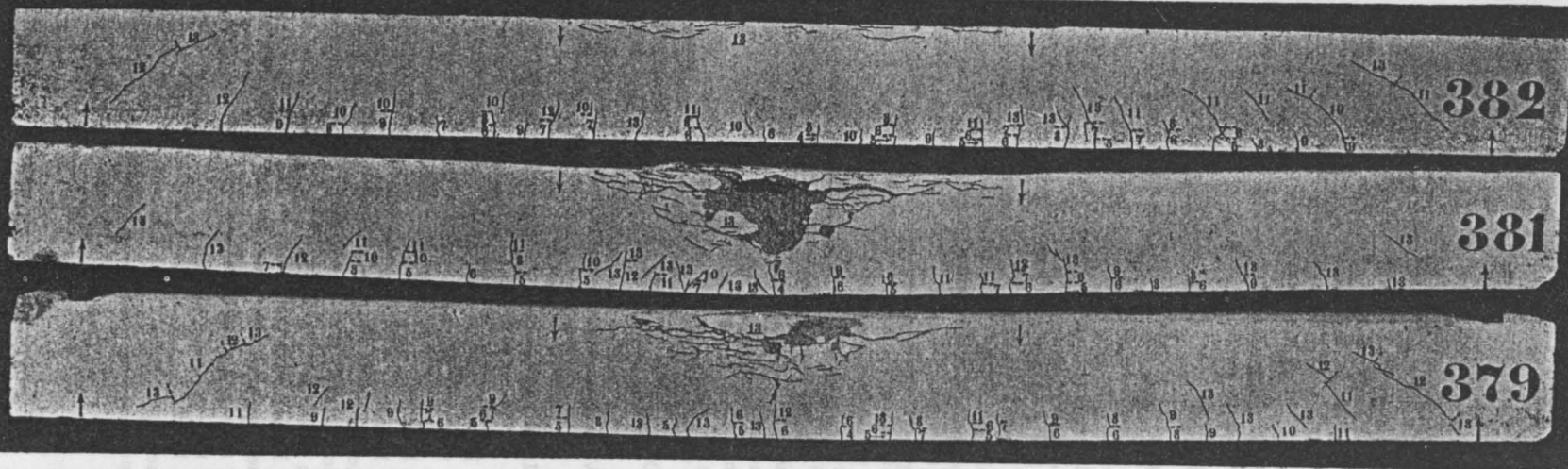


Fig. 18. Seitenflächen der Balken von Reihe 9 (Bauart nach Fig. 16).

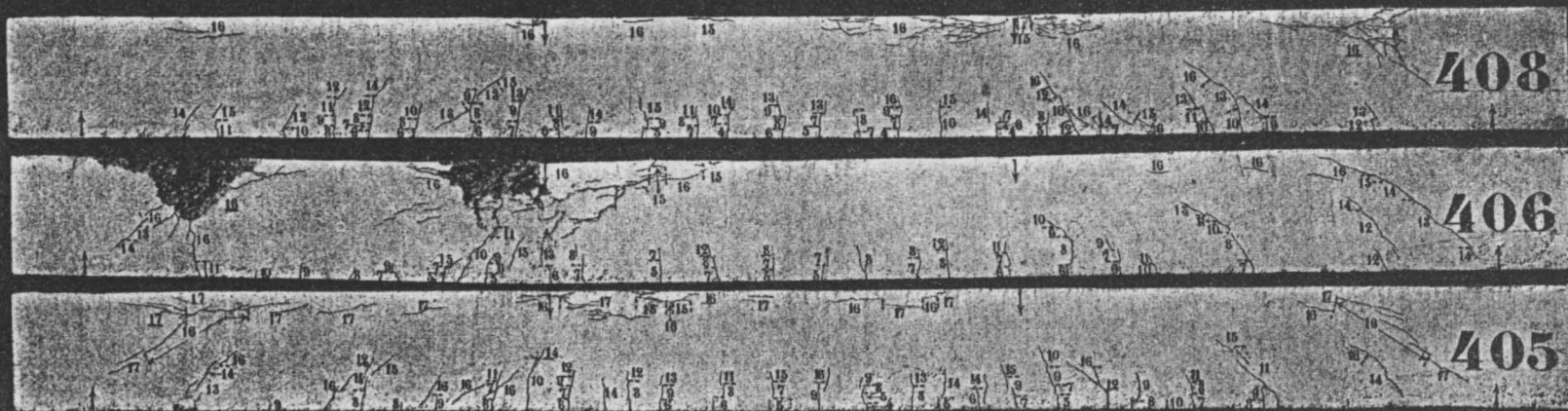


Fig. 19.

Seitenflächen der Balken der Reihe 10 (Bauart nach Fig. 16).

Zerstörung durch die Haken der oberen Einlagen.

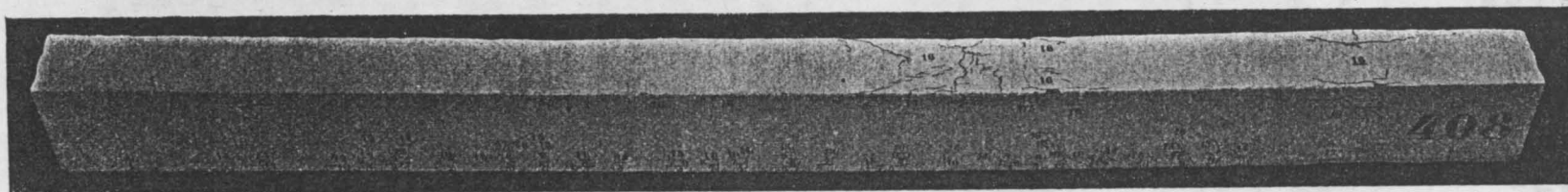


Fig. 20.

Balken 488 der Reihe 10 (Bauart nach Fig. 16).

Reihe 9: 3 Balken nach Fig. 16; diese Balken unterscheiden sich von denen der Reihe 8 durch die Form der Bügel;

Reihe 10: 3 Balken nach Fig. 16; die Bauart ist die gleiche wie bei den Balken der Reihe 9.

wöhnliches Handelseisen zur Verwendung gelangt (20 mm-Eisen der Reihe 7—9: 2487 kg/qcm Streckgrenze, 3765 kg/qcm Zugfestigkeit);

Die Zusammensetzung des Betons betrug:

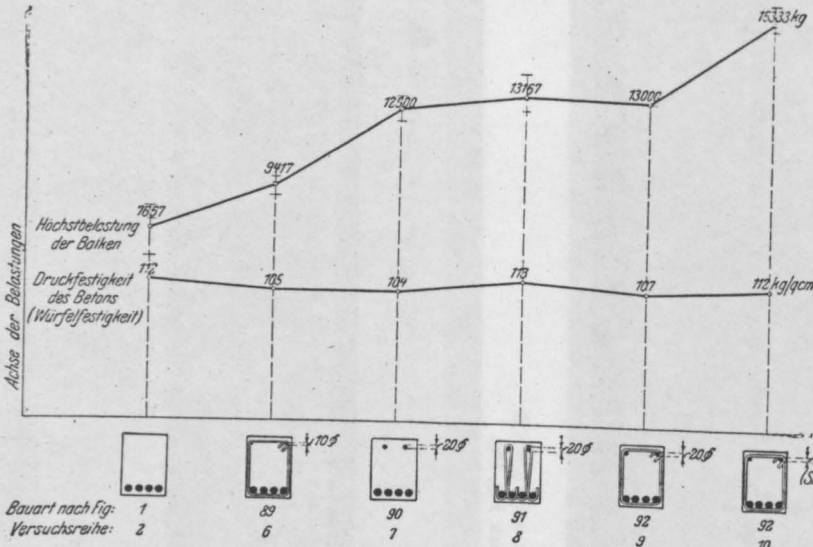


Fig. 21.

- 1 Raumteil Zement von Heidelberg,
- 3 Raumteile Rheinsand von 0—7 mm Korngröße,
- 4 Raumteile Rheinkies von 7—20 mm Korngröße, 9,5 Gewichtsprozent Wasser (Wasserzusatz  $\beta$ , vgl. Seite 6 in Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten).

Die Prüfung der Körper erfolgte im Alter von rund 45 Tagen.

## II. Versuchsergebnisse.

Aus den Hauptergebnissen seien die folgenden herausgegriffen.

1. Erscheinungen beim Bruch der Balken. Einfluß der Eiseneinlagen in der Druckzone auf die Höchstbelastung der Balken. Einfluß der Festigkeit des Materials der Längstäbe in der Druckzone.

Die Widerstandsfähigkeit sämtlicher Balken war erschöpft mit der Zerstörung des Betons in der Druckzone.

Die Risse auf der Zugseite sind bis zum Schluß der Versuche so fein geblieben, daß auf eine Zugspannung in den Eiseneinlagen der Zugseite zu schließen ist, welche unterhalb der Streckgrenze liegt, sowie darauf, daß der Gleitwiderstand nicht erreicht worden ist.

Die durchschnittlichen Höchstbelastungen

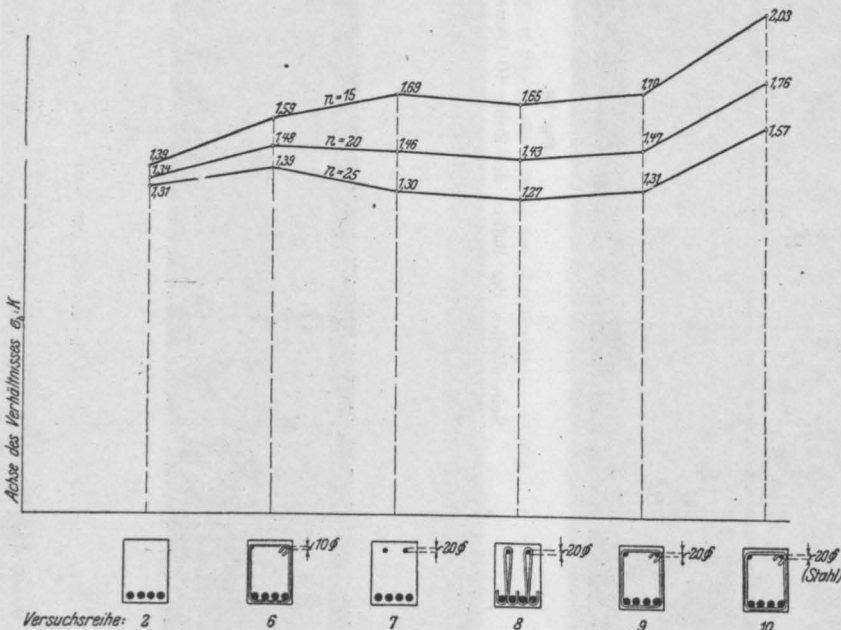


Fig. 22.

Werte von  $\sigma_b : K$ .

Reihe 10 unterscheidet sich von Reihe 9 durch die Verwendung von Eisen mit hochgelegener Streckgrenze (Stahl, 4322 kg/qcm Streckgrenze, 7225 kg/qcm Zugfestigkeit) zu den beiden Einlagen in der Druckzone; bei Reihe 6—9 ist ge-

den Eiseneinlagen der Zugseite zu schließen ist, welche unterhalb der Streckgrenze liegt, sowie darauf, daß der Gleitwiderstand nicht erreicht worden ist.

Die durchschnittlichen Höchstbelastungen

der Balken finden sich in dem oberen Linienzug der Fig. 21 eingetragen. Auf ihren Ordinaten sind die Einzelwerte durch kurze wagerechte Striche

wenig.\*) Die Höchstbelastung der Balken von Reihe 10 (oben 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser aus Stahl, mit 4322 kg/qcm Streckgrenze)

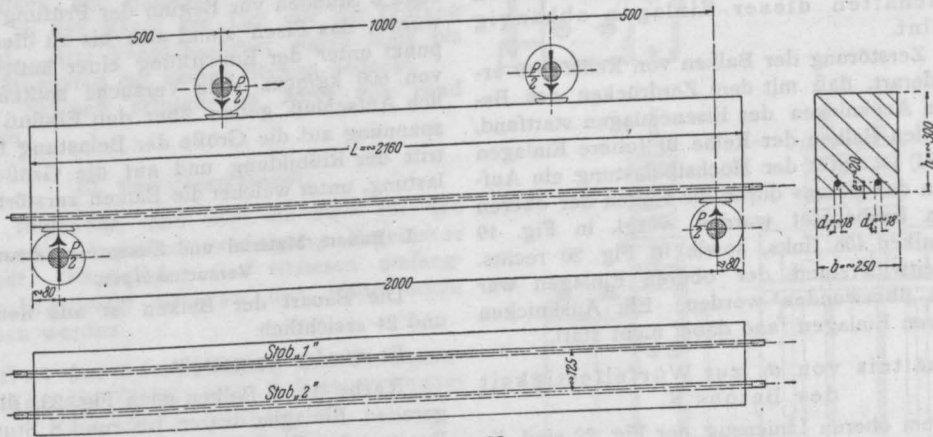


Fig. 23.

Balken der Reihen 11 und 12.

angedeutet. Zum Vergleich wurden die Balken der Reihe 2 (ohne Eisen in der Druckzone) mit aufgenommen.

übertrag diejenigen von Reihe 7—9 (oben Einlagen aus gewöhnlichem Handelseisen, mit 2487 kg/qcm Streckgrenze) bedeutend.

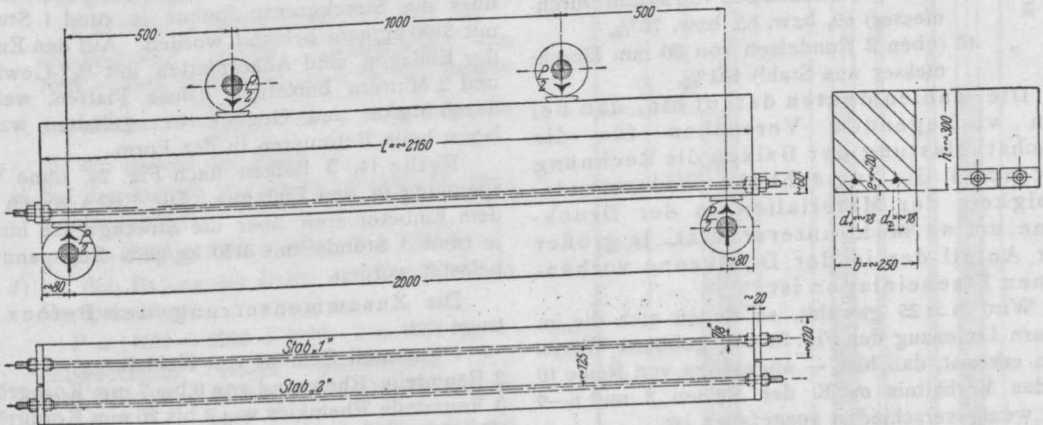


Fig. 24.

Balken der Reihen 13\* und 14.

Hiernach ist die Höchstbelastung am geringsten für die Balken der Reihe 2, dann folgen die Balken der Reihe 6 (oben 2 Rundeisen von 10 mm Durchmesser) und weiter die Balken der Reihen 7 bis 9 (oben 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser aus gewöhnlichem Handelseisen). Die Höchstbelastungen der Balken von Reihe 7 (ohne Bügel im mittleren Balkenteil, Fig. 14). Reihe 8 (in der Mitte Bügel nach Fig. 15) und Reihe 9 (in der Mitte Bügel nach Fig. 16) unterscheiden sich nur

\*) Der Einfluß der Bügel ist somit nicht ausgeprägt vorhanden, wie dies auch die nähere Betrachtung der Ergebnisse von Reihe 2, 6, 7 und 10 erkennen läßt. Die Aufgabe der Bügel unterscheidet sich bei diesen Versuchen erheblich von derjenigen bei den früheren Versuchen (vergl. insbesondere Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1907, Heft 45—47, Seite 105 u. f., sowie Protokoll des Deutschen Betonvereins 1908, Nachtrag). Der Gegensatz, welchen Probst nach Seite 438 dieser Zeitschrift in den Versuchsergebnissen sieht, besteht hiernach nicht.

(Anmerkung: Nach Ansicht des Verfassers dieses Aufsatzes.  
Dr. E. Probst.)



Aus den Ergebnissen folgt, daß die Höchstbelastung der Balken durch die Einlagen in der Druckzone in erheblichem Maße gesteigert worden ist, sowie daß diese Steigerung von den Abmessungen und den Eigenschaften dieser Einlagen abhängig erscheint.

Die Zerstörung der Balken von Reihe 6–9 erfolgte derart, daß mit dem Zerdrücken des Betons ein Ausknicken der Eiseneinlagen stattfand.

Bei den Balken der Reihe 10 (obere Einlagen aus Stahl) ist unter der Höchstbelastung ein Aufsprengen des Betons durch die Haken der oberen Einlagen beobachtet worden, vergl. in Fig. 19 beim Balken 406 links, sowie in Fig. 20 rechts. Der Gleitwiderstand der oberen Einlagen war hiernach überwunden worden. Ein Ausknicken der oberen Einlagen fand dabei nicht statt.

## 2. Verhältnis von $\sigma_b$ zur Würfelfestigkeit des Betons K.

In dem oberen Linienzug der Fig. 22 sind die Werte von  $\sigma_b : K$  eingetragen. Diese Verhältniszahlen zeigen das Mehr an, um das der berechnete Wert  $\sigma_b$  größer ist als die Würfelfestigkeit. Dieses Mehr beträgt hiernach bei den Balken der Reihe 2 (ohne obere Einlagen) 39%,

„ 6 (oben 2 Rundeisen von 10 mm Durchmesser) 59%,

„ 7–9 (oben 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser) 69, bzw. 65, bzw. 70%,

„ 10 (oben 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser aus Stahl) 103%.

Die Zahlen deuten darauf hin, daß bei den vorliegenden Versuchen für die Höchstbelastung der Balken die Rechnung mit  $n=15$  die tatsächliche Widerstandsfähigkeit der Materialien in der Druckzone um so mehr unterschätzt, je größer der Anteil der in der Druckzone vorhandenen Eiseneinlagen ist.

Wird  $n=25$  gewählt, so finden sich die im untern Linienzug der Fig. 22 angegebenen Werte. Man erkennt, daß hier — abgesehen von Reihe 10 — das Verhältnis  $\sigma_b : K$  der Reihen 2 und 6–9 nur wenig verschieden ausgefallen ist.

In Fig. 22 ist überdies noch die mittlere Linie mit  $n=20$  eingezeichnet.

Eine weitere Verfolgung der Versuchsergebnisse ist für später vorbehalten. Auch auf die Ergebnisse der übrigen im Hauptbericht mitgeteilten Untersuchungen kann hier nicht eingegangen werden.

## C. Versuche mit Balken, deren Eiseneinlagen Vorspannung besitzen und mit Balken derselben Bauart ohne Vorspannung.

Diese Versuche wurden durchgeführt mit Balken, deren Eiseneinlagen beim Einbetonieren

eine Zugspannung von 600 kg/qcm gegeben worden war. Die Vorrichtung, durch welche den Eisen die Zugspannung erteilt wurde, verblieb bis zum Prüfungstag am Balken derart, daß sie etwa 6 Stunden vor Beginn der Prüfung beseitigt wurde; das Eisen stand also bis zu diesem Zeitpunkt unter der Einwirkung einer äußeren Kraft von 600 kg/qcm. Die Versuche sollten namentlich Aufschluß geben über den Einfluß der Vorspannung auf die Größe der Belastung beim Eintritt der Rißbildung und auf die Größe der Belastung, unter welcher die Balken zerstört wurden.

## I. Bauart, Material und Zusammensetzung der Versuchskörper.

Die Bauart der Balken ist aus den Fig. 23 und 24 ersichtlich.

Es wurden hergestellt:

Reihe 11, 3 Balken nach Fig. 23, die beiden geraden Einlagen waren bis rund 6 Stunden vor Beginn der Prüfung im Alter von 45 Tagen mit einer äußeren Kraft von 600 kg/qcm Zugspannung belastet.

Reihe 12, 3 Balken nach Fig. 23, ohne Vorspannung der Einlagen.

Reihe 13, 3 Balken nach Fig. 24, die beiden Einlagen mit Vorspannung wie bei Reihe 11; ferner waren die Eisen vor dem Einbetonieren über die Streckgrenze hinaus je rund 1 Stunde mit 3100 kg/qcm belastet worden. Auf den Enden der Einlagen sind Ankerplatten mit  $\frac{7}{8}$ “-Gewinde und 2 Muttern befestigt. Diese Platten, welche durch Mutter und Gegenmutter gehalten waren, lagen beim Betonieren in der Form.

Reihe 14, 3 Balken nach Fig. 24, ohne Vorspannung in den Einlagen. Die Eisen waren vor dem Einbetonieren über die Streckgrenze hinaus je rund 1 Stunde mit 3150 kg/qcm Zugspannung belastet worden.

Die Zusammensetzung des Betons betrug:

- 1 Raumteil Zement von Heidelberg,
- 2 Raumteile Rheinsand von 0 bis 7 mm Korngröße,
- 3 Raumteile Rheinkies von 7 bis 20 mm Korngröße,
- 9,0 Gewichtsprocente Wasser (Wasserzusatz  $\beta$ , vergleiche Seite 6 in Heft 72 bis 74 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“).

## II. Herstellung der Versuchskörper.

Zur Herstellung der Balken dienten wagerecht liegende Formen aus Tannenholz nach Figur 25. Die an den Enden angebauten Federn erzeugten die gewünschte Spannung in den Einlagen. Ihre Beanspruchung blieb dabei innerhalb der Grenze, welche Erhaltung der Federkraft während der Dauer der Belastung erwarten ließ. Sie wurden übrigens vor und nach ihrer Verwendung geprüft, um in dieser Beziehung Sicherheit zu erlangen.



Die Balken mit gespannten Eisen verblieben bis rund 6 Stunden vor Beginn der Prüfung in der Form; dann wurde diese und damit auch die Federbelastung der Eiseneinlagen beseitigt. Die Balken mit Einlagen ohne Vorspannung wurden in der Regel am Tag vor der Prüfung entformt. Alle Versuchskörper waren stets bis zum Prüfungstag mit nassen Säcken bedeckt.

Die Prüfung erfolgte im Alter von rund 45 Tagen.

### III. Versuchsergebnisse.

Im folgenden sind nur die zwei für den ausführenden Ingenieur wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt. Hinsichtlich der weiteren umfangreichen Ergebnisse muß auf den Hauptbericht verwiesen werden.

#### 1. Einfluß der Vorspannung der Eiseneinlagen auf die Größe der Belastung beim Eintritt der Rißbildung.

Die Belastung, unter welcher die ersten Risse beobachtet worden sind, beträgt:

a) bei den Balken der Reihe 11 (Fig. 23, mit Vorspannung):

$$P = (7250 + 7000 + 7000) : 3 = 7083 \text{ kg};$$

β) bei den Balken der Reihe 12 (Fig. 23, ohne Vorspannung):

$$P = (5000 + 5000 + 4750) : 3 = 4917 \text{ kg},$$

entsprechend einem Unterschied von  $7083 - 4917 = 2166 \text{ kg}$ , d. i. für die Balken der Reihe 11  $\frac{2166}{4917} \cdot 100 = 44\%$  mehr als für die Balken der Reihe 12;

γ) bei den Balken der Reihe 13 (Fig. 24, mit Vorspannung):

$$P = (7250 + 7500 + 7000) : 3 = 7250 \text{ kg};$$

δ) bei den Balken der Reihe 14 (Fig. 24, ohne Vorspannung):

$$P = (4250 + 5250 + 5000) : 3 = 4833 \text{ kg},$$

entsprechend einem Unterschied von  $7250 - 4833 = 2417 \text{ kg}$ , d. i. für die Balken der Reihe 14  $\frac{2417}{4833} \cdot 100 = 50\%$  mehr als für die Balken der Reihe 13.

Hieraus folgt, daß bei den Balken der Reihen 11 und 13 mit vorgespannten Eisen die Belastung beim Eintritt des ersten Risses um 44 bzw. 50% höher ermittelt worden ist als für die Balken der Reihen 12 und 14 ohne Vorspannung des Eisens.

#### 2. Einfluß der Vorspannung der Eiseneinlagen auf die Höchstbelastung der Balken.

Die Höchstbelastung, d. i. die Belastung, unter welcher die Zerstörung der Balken eintrat, beträgt:

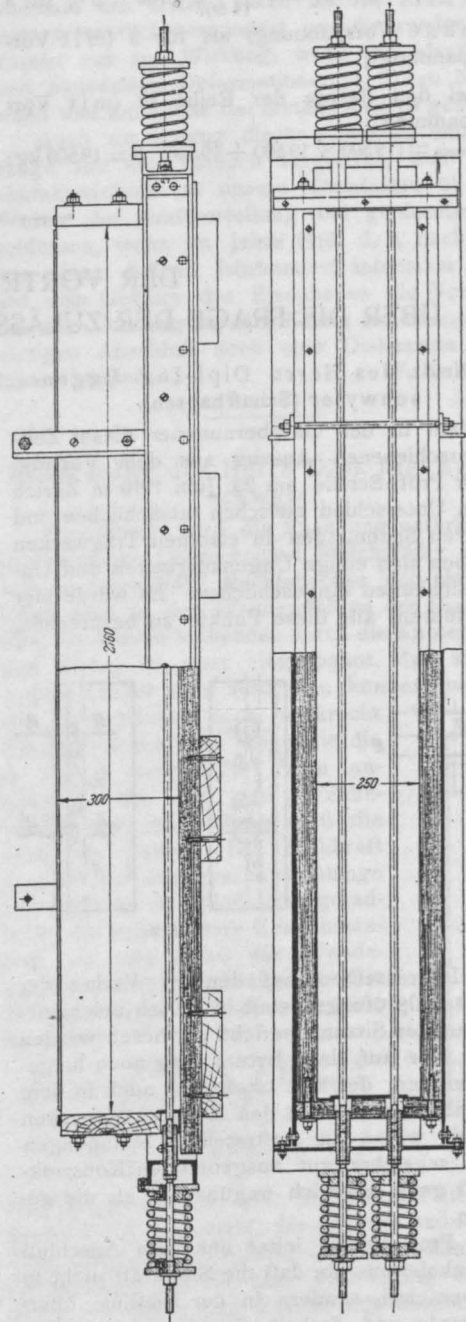
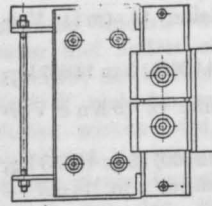


Fig. 25.  
Form zur Herstellung der Balken mit vorgespannten Eiseneinlagen.

α) bei den Balken der Reihe 11 (mit Vorspannung):

$$P_{\max} = (14000 + 16000 + 14000) : 3 = 14667 \text{ kg};$$

β) bei den Balken der Reihe 12 (ohne Vorspannung):

$$P_{\max} = (12000 + 14500 + 15000) : 3 = 13833 \text{ kg},$$

entsprechend einem Weniger von 14 667 — 13 833 = 834 kg, d. i.  $\frac{834}{14 667} \cdot 100 = 6\%$  für β

(ohne Vorspannung) als für α (mit Vorspannung);

γ) bei den Balken der Reihe 13 (mit Vorspannung):

$$P_{\max} = (19500 + 19500 + 19500) : 3 = 19500 \text{ kg};$$

δ) bei den Balken der Reihe 14 (ohne Vorspannung):

$$P_{\max} = (19500 + 20000 + 20500) : 3 = 20000 \text{ kg},$$

entsprechend einem Mehr von

$$\frac{20 000 - 19 500}{19 500} \cdot 100 = 3\%$$

im letzteren Falle.

Hiernach erscheint die Widerstandsfähigkeit der Balken bei der Höchstbelastung durch die Vorspannung in ausgeprägtem Maße nicht beeinflusst\*).

Zuffenhausen, im Oktober 1910.

## DER VORTRAG SCHÜLES ÜBER DIE FRAGE DER ZULÄSSIGEN SPANNUNGEN IM EISEN.

Zuschrift des Herrn Dipl.-Ing. Eggen-schwylar (Schaffhausen).

In dem in der Oktobernummer dieser Zeitschrift erschienenen Auszug aus dem Vortrag, den Herr Prof. Schüle am 23. Juni 1910 in Zürich über den Unterschied zwischen tatsächlichen und errechneten Spannungen in eisernen Tragwerken hielt, haben sich einige Ungenauigkeiten und Unverständlichkeiten eingeschlichen. Es würde hier zu weit führen, alle diese Punkte zu besprechen,

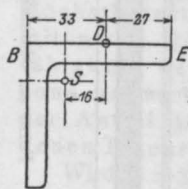


Fig. 1.

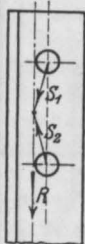
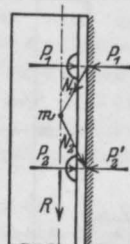


Fig. 2.



Spannung muß gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sein und die resultierende Stabkraft  $R$  in der Schwerachse liegen. Daraus bestimmen sich nach Fig. 2 die von den Nietten eines zwei-nietigen Anschlusses übertragenen Kräfte. Sie schneiden sich auf die Schwerachse; jede liegt im Raume schief gerichtet und zerfällt in eine Komponente  $S$  in der Berührungsebene, welche durch den Reibungswiderstand zwischen Flansch und Knotenblech übertragen wird, und eine Komponente  $\Delta P$  senkrecht dazu. Der Nietkopf preßt nämlich vom Erkalten her auf den Winkel mit einer Kraft  $P_1$ , bzw.  $P_2$ ; dieser überträgt auf seine Unterlage eine Kraft  $P'_1$ , bzw.  $P'_2$  welche den erstern entgegenwirken und sie teilweise aufheben. Es kommen also als äußere Kräfte für den Winkelanschluß nur in Betracht die Differenzen

$$\Delta P_1 = P_1 - P'_1$$

und

$$\Delta P_2 = P_2 - P'_2$$

und außerdem die Scherkräfte  $S_1$  und  $S_2$ . Diese 4 müssen der resultierenden Stabkraft  $R$  das Gleichgewicht halten und sind entsprechend der Fig. 2 bestimmt, sobald Lage und Größe von  $R$  gegeben ist und die weitere, zulässige Voraussetzung gemacht wird, daß  $S_1$  und  $S_2$  gleich groß seien.

Dabei ist noch zu beachten, daß  $\Delta P_1$  zwar eine Zugkraft in der obren Niete bedeutet, aber trotzdem der Gesamtzug  $P_1$  kaum vergrößert und die Niete deshalb nicht ungünstig beansprucht. Sie hebt vielmehr einen Teil des Druckes  $P'_1$  zwischen Winkel und Knotenblech auf, während der Druck  $P'_2$  vergrößert wird.

A. Eggenschwyler, Schaffhausen.

#### Professor Schüles Antwort auf die Zuschrift.

Die Einsendung des Herrn Ing. A. Eggenschwyler bespricht die Kraftübertragung in einem Winkeleisenanschluß und will den Beweis erbringen, daß die Spannung gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sein muß. Ich vermisse die nähere Bezeichnung des Querschnittes, wo dies stattfindet. Mit vollem Recht weist die Zuschrift auf die Tatsache hin, daß mindestens 2 Nietten zu einem Anschluß gehören und daß infolge dessen eine Einspannung des Anschlusses eintritt; diese Einspannung verhindert zum größten Teil die sonst bei einer Niete zu erwartende Drehung des Stabendes; im Querschnitt durch die erste Anschlußniete wirkt aber als äußere Kraft die zentriert angenommene Stabkraft mit der vollen Exzentrizität des Nietanschlusses und auf diesen Querschnitt sind angenähert die von mir berechneten Spannungen wirksam. Daß zwischen der ersten und der zweiten Niete die Ver-

hältnisse andere wurden, das ist bereits bekannt und ändert sich je nach Lage des Querschnittes; so viel ist aber sicher, daß die volle Kraft  $R$  nicht bis zur Mitte zwischen den beiden Nietten wirken wird, um sich von da aus nach oben und nach unten auf beide Nietten zu verteilen; dieser komplizierte Weg ist im Widerspruch mit den Eigenschaften des Materials; oberhalb der ersten Niete ist die Kraft  $R$  bereits wesentlich vermindert und die zweite Niete kommt nur zur Wirkung, wenn die elastischen und bleibenden Deformationen auf den Nietabstand und am Loche der ersten Niete es gestatten.

Auch zur Lösung dieser scheinbar einfachen Frage soll der Versuch eingreifen, und es ist charakteristisch für unsere Kenntnisse über das Wesen der Kraftverteilung bei genieteten Anschlüssen, wenn im Jahre 1910, d. h. nach mehr wie einem halben Jahrhundert intensiver Arbeit auf dem Gebiete des Eisenbaues die Vorgänge bei der Übertragung der Kräfte bei einem zwei-nietigen Anschluß noch eine Diskussion veranlassen können.

F. Schüles.

#### Erwiderung des Herrn Dipl.-Ing. Eggenschwyler.

Theoretisch wird die Spannung natürlich nur in denjenigen Querschnitten gleichmäßig verteilt sein, in deren Nähe die Stabachse sich nicht ausbiegt, also in den Wendepunkten der Biegelinie. Sind die beiden Stabenden durch die Knotenbleche und Nietten so starr eingespannt, daß sie sich gegeneinander nicht verdrehen können, weder in der Trägerebene noch senkrecht dazu, dann muß die Biegelinie die in Fig. 3 dargestellte Form annehmen. Sie hat zwei Wendepunkte und durch diese muß die Stabkraft gehen. Die Stabkraft verläuft auf der ganzen Stablänge innerhalb der Anschlußnieten geradlinig, da keine äußere Kraft hinzutritt, ist also durch die Wendepunkte vollständig bestimmt. Die Summe aller Verdrehungen muß = 0 sein, also

$$\int d\varphi = \int \frac{M ds}{J \cdot E} = \int \frac{R \cdot y \cdot ds}{J \cdot E}$$

$$= \frac{R}{J \cdot E} \int y ds = 0.$$



Fig. 3.

Das letztere Integral ist in Fig. 3 durch die schraffierte Fläche dargestellt; der positive und negative Teil müssen sich aufheben. Wenn nun durch irgend einen Grund eine Verbiegung eintreten sollte, so müßte das Exzentrizitätsmoment  $R \cdot y$  ihr entgegenwirken, gerade umgekehrt wie bei

Druckstäben, wo jede Ausbiegung durch die Stabkraft unterstützt und vergrößert wird. Es ist aber kein Grund da, daß die Stabachse sich krümmen soll, und wenn einer da wäre, so würde sie durch die Stabkraft wieder gestreckt. Infolgedessen werden alle  $y=0$ , die Schwerachse wird gerade und fällt mit der Krafrichtung zusammen, gleichgültig, ob die einzelnen Anschlußnieten in die Schwerachse fallen oder nicht. Aus der so gefundenen Lage der Stabkraft bestimmen sich dann die schief gerichteten Nietkräfte.

Diese Verhältnisse können etwas geändert werden durch unvollständige Einspannung der Knotenbleche oder dadurch, daß diese durch die andern daran anschließenden Fachwerkstäbe gegeneinander verdreht werden. Das sind die einzigen Gründe zu einer exzentrischen Lage der Stabkraft und haben stets den Ausgangspunkt zur Berechnung von Nebenspannungen gebildet. Der Umstand, daß die einzelnen Nieten exzentrisch sitzen, bedingt noch gar keine exzentrische Lage der Stabkraft und keine Ausbiegung der Stabachse.

Daß die Spannungen im Querschnitt der Niete II nicht annähernd den von Herrn Prof. Schüle berechneten entsprechen, geht übrigens aus den in seinem Vortrag erwähnten Versuchen hervor. Denn, wenn in dem angeführten Rechnungsbeispiel schon Spannungen von  $2,42 \text{ t.cm}^{-2}$  statt  $0,90 \text{ t.cm}^{-2}$ , also Überschreitungen von 170%, herrührend allein von der exzentrischen Stellung der Nieten, gefunden werden und daran die Bemerkung geknüpft ist: „Der Versuch bestätigt, wie wir sehen werden, das Auftreten so hoher Spannungen“, und wenn schon nachher noch eine Reihe anderer Gründe angeführt werden, denen zufolge die tatsächlichen Spannungen größer sein müssen als die nach der gewöhnlichen Methode berechneten, so sucht man doch in den Versuchsergebnissen vergebens nach Überschreitungen von 170% oder mehr. Die höchsten gefundenen Überschreitungen betragen noch keine 50% und lassen sich sehr wohl aus den anderen Gründen erklären, aber nicht aus der exzentrischen Stellung der Nieten.

Wenn Herr Prof. Schüle meinen Ausführungen vorwirft, daß aus ihnen ein komplizierter Verlauf der Kraft hervorgehe, der mit den Eigenschaften des Materials in Widerspruch stehe, so darf wohl angenommen werden, daß ihm da ein Versehen mit unterlaufen sei. Denn, wenn man von einer in der Schwerachse wirkenden Stabkraft  $R$  spricht, so ist das natürlich nur eine gedachte Kraft, die an Stelle aller im Körper verteilten  $\sigma$  d f angenommen wird, und niemand wird glauben, daß alle vorkommenden Spannungen nun wirklich in dieser unendlich dünnen Schwerachse zusammengedrängt seien, und wenn man sagt, daß die Kraft  $R$  sich im Punkte  $M$  in die beiden Nietkräfte  $N_1$  und  $N_2$  zerlege, so wird auch niemand denken, daß alle einzelnen Spannungen des Stabes

in diesem Punkte zusammentreffen und ein Teil davon wieder umkehre nach der Niete II zu, während der Rest weiter geleitet werde nach der Niete I. Es ist nur die allgemein übliche Grundhypothese der Statik, wonach man stets eine Gesamtheit von Spannungen durch eine Mittelkraft ersetzt denkt und mit dieser entsprechend den Gesetzen des Gleichgewichts weiteroperiert — in diesem Falle ein einfaches und sicheres Mittel, um sich Rechenschaft zu geben über die Richtung und Größe der Gesamtheit der von einer Niete übertragenden Spannungen. Wenn also die gedachte Mittelkraft  $R$  einen „komplizierten Verlauf“ hat, so schadet das dem Material nichts; es kommt höchstens darauf an, daß die wirklichen Spannungen keinen haben, und das ist hier nicht der Fall (siehe Kraftlinien in Fig. 5).

Einen klareren Einblick in die Spannungs-

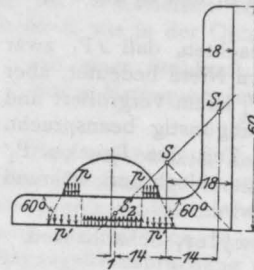


Fig. 4.

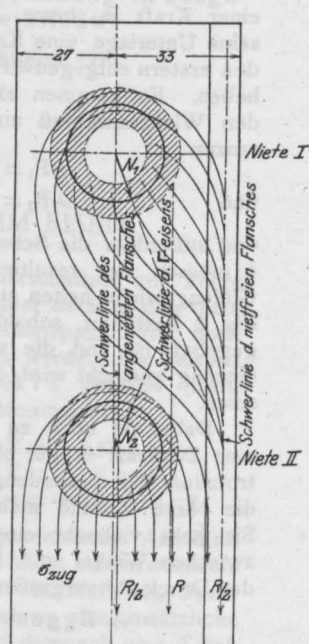


Fig. 5.

verhältnisse des Anschlusses erhält man, wenn man die zentrisch angenommene Stabkraft  $R$  in 2 Hälften zerlegt denkt, deren jede im Schwerpunkt eines Nietflansches angreift (in  $S_1$  und  $S_2$ , Fig. 4). Der in  $S_2$  angreifende Teil ist dann ziemlich direkt auf die Niete II zu gerichtet und wird von ihr aufgenommen, während die im nietfreien Flansch verlaufende Hälfte im Querschnitte der Niete II durch die senkrecht zur Stabachse wirkende Komponente dieser Nietkraft aus ihrer Richtung abgelenkt wird und nach der Niete I zu gerichtet sein muß.

Zur Deutlichkeit sei in Fig. 5 der Verlauf der Spannungen an Hand von Kraftlinien dargestellt. Dabei ist angenommen, daß die ganze Stabkraft nur durch die Reibung zwischen Flansch und Knotenblech übertragen werde, was ja für kleinere Kräfte durch Versuche erwiesen ist. Erst bei größeren Beanspruchungen als etwa  $0,5 \text{ t.cm}^{-2}$ , auf die Querschnittsfläche des Niet-



schaftes bezogen, wird der Reibungswiderstand überwunden; es kommt dann ein Leibungsdruck hinzu, also Scher- und Biegebungsbeanspruchungen im Niettschaft, und zugleich beginnen die bleibenden Deformationen des Anschlusses. Der Nietkopf überträgt vom Erkalten her einen spezifischen Druck  $p$  auf den Nietflansch, welcher sich unter Annahme einer unter  $60^\circ$  geneigten Begrenzungslinie durch das Material fortplanzt (Fig. 4). Dann wird der Druck  $p'$  zwischen Winkeleisen und Knotenblech bereits auf einer breiteren Fläche übertragen; diese ist in Figur 5 schraffiert und stellt gleichzeitig die Fläche dar, auf welcher die Stabkraft durch den Reibungswiderstand in das Knotenblech übergeleitet wird. Die Dichte der Kraftlinien ist proportional der Größe der Spannungen und man ersieht aus der Figur, daß sie im ganzen Anschluß nirgends dichter sind als die gleichmäßig verteilte Stabspannung  $\sigma$ . Genau genommen wäre es nicht einmal notwendig, bei Berechnung der Zugfestigkeit die Querschnittschwächung durch das Nietloch voll zu berücksichtigen, wie dies allgemein üblich ist, da der auf diese Breite entfallende Teil der Spannung zum großen Teil schon vor der Niete durch die Reibung in das Knotenblech übertragen wird. Lokale Vergrößerungen der Spannungen werden hauptsächlich dann auftreten, wenn durch Überwindung des Reibungswiderstandes der Leibungsdruck zur Mitwirkung kommt; dann müssen eine Anzahl von Kraftlinien über der Niete geschlossen durchgehen und infolgedessen am Rande des Nietloches die größten Spannungen auftreten, was durch den Versuch auch bestätigt wird.

Mit dem Schlußsatz der obigen Entgegnung bin ich sehr einverstanden und halte es für eine bemerkenswerte Tatsache, daß noch viele Detailfragen im Eisenbau nicht richtig klargestellt sind.

Dresden, 5. November 1910.

A. Eggenschwyler.

Prof. Schüles Antwort.

An die Schriftleitung von „Armierter Beton“.

In seiner Erwiderung vom 5. November geht Herr Ingenieur Eggenschwyler aus von einem zentrisch auf Zug beanspruchten Winkeleisen, dessen beide Stabenden durch die Knotenbleche und Nieten so starr eingespannt sind, daß sie sich gegeneinander nicht verdrehen können, weder in der Trägerebene, noch senkrecht dazu. Es ist das ein rein hypothetisches Gebilde, dessen Diskussion nutzlos ist; durch Definition ist ja jede Exzentrizität ausgeschlossen.

Zu dem Vergleiche mit den Resultaten der Versuche in Zürich erlaube ich mir zu bemerken, daß sich diese nicht auf eine mit zwei Nieten an jedem Ende befestigte Strebe aus Winkeleisen erstreckt haben; bei der Beanspruchung eines Winkeleisens in der Achse eines Schenkels sind in der Strebenmitte auf der äußeren Seite des vorhandenen Loches lokale Überschreitungen der Streckgrenze beobachtet worden unter einer Spannung von  $1,06 \text{ t/cm}^2$  des Nettoquerschnittes des Winkeleisens. Es sind das Verhältnisse, deren Beurteilung ruhig dem Leser überlassen werden kann. In welchem Maße die verschiedenen störenden Einflüsse an diesen lokalen Spannungsüberschreitungen teilnehmen, läßt sich experimentell vorderhand nicht sicher verfolgen.

Die eigentümliche Wahl des Angriffspunktes der Strebenkraft zwischen den beiden Nietten des Anschlusses bringt nur Verwirrung in den Begriff der Nietinanspruchnahme, als wäre es möglich, daß die eine Niete von vorne und die andere von hinten belastet würde. Ins Triviale übersetzt, könnte man sich bei einem Wagen die Deichsel theoretisch bis hinter den Wagen verlängert denken, um dann die Vorstellung eines nicht gezogenen, sondern gestoßenen Wagens zu erhalten.

Zürich, 10. November 1910.

F. Schüle.

## DIE BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEIT GERAMMTER PFÄHLE.

Von Ingenieur Richard Kafka (Wien).

(Schluß von S. 421.)

Die Fig. 6 zeigt in größerem Maßstabe den Dampfrahmen auf dem Pfahlkopfe aufsetzend.

Der hier besprochene Rammbär hatte bei 700 kg Fallgewicht einen größten Hub von 60, und einen durch Einschaltung einer entsprechenden Steuerschiene erzielbaren geringsten Hub von 25 cm und machte im ersten Falle 60, im letzteren Falle 90 Schläge in der Minute. In aufgeschüttetem

Boden wurden Pfähle von etwa 4 m Länge mit diesem Rammbären in 4 bis 6 Minuten gerammt, in Schotterboden in etwa 10 bis 12 Minuten. Bei Verwendung von Zugrammen hingegen wurden im ersten Falle etwa 20 Minuten, im zweiten Falle etwa 1 Stunde benötigt. Um diese Zahlen richtig einzuschätzen, darf allerdings nicht übersehen werden, daß der Dampfrahmen im Vergleiche



zum Pfahle ein viel günstigeres Gewicht hatte, nämlich etwa 700 kg gegenüber 450 kg, während bei der Zugramme die Gewichte des Rammbaren und des Pfahles nahezu einander gleich waren. Bekanntlich ist der Rammeffekt um so kleiner,

Mit Berücksichtigung der eingangs erwähnten Vernachlässigungen ist der Vorgang beim Rammen folgender: Beim Auffallen des Rammbaren auf den Pfahl erleidet dieser zunächst eine elastische, dann eine bleibende Formänderung. Während

dieser Phase hat der Eindringungswiderstand noch keinen Zuwachs erfahren, er besitzt vielmehr noch jenen Wert, welcher der vor dem erwähnten Ramschlage entsprechenden Absenkungstiefe entspricht. Nach dieser ersten Phase und nach Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse beginnt nunmehr die elastische Deformation des Erdreichs, während welcher der Eindringungswiderstand des Pfahles wächst und angenähert dann sein Maximum erreicht, wenn die elastische Formänderung des Erdreichs ihr Maximum erreicht. Dies ist ohne weiteres einleuchtend, wenn in Erwägung gezogen wird, daß die Größe des Eindringungswiderstandes mit einer abnehmenden bleibenden Eindringung wächst, daß aber letztere dann am kleinsten ist, wenn die vorausgegangene Formänderungsarbeit ihren Größtwert erlangt hat. So wird z. B. bei einem fest-sitzenden Pfahle nur eine Deformationsarbeit geleistet.

Was das Anwachsen des Eindringungswiderstandes während der elastischen Formänderung des Baubodens anlangt, so ist zunächst zu beachten, daß letztere sich so weit erstreckt, als Erschütterungen des Bodens ausgelöst werden. Wenn auch dadurch eine Ähnlichkeit mit der Stab-elastizität nicht besteht, so kann nichtsdestoweniger eine lineare Abhängigkeit zwischen

der elastischen Deformation und dem Eindringungswiderstande angenommen werden, da ein nennenswerter Fehler der Natur der Sache nach hierdurch unmöglich gemacht werden kann. Es ergibt sich also auch für die Formänderungsarbeit des Erdreichs eine Dreiecksfläche.

Wird die Resultierende der auf den Pfahl wirkenden Kräfte mit  $w$  bezeichnet, also

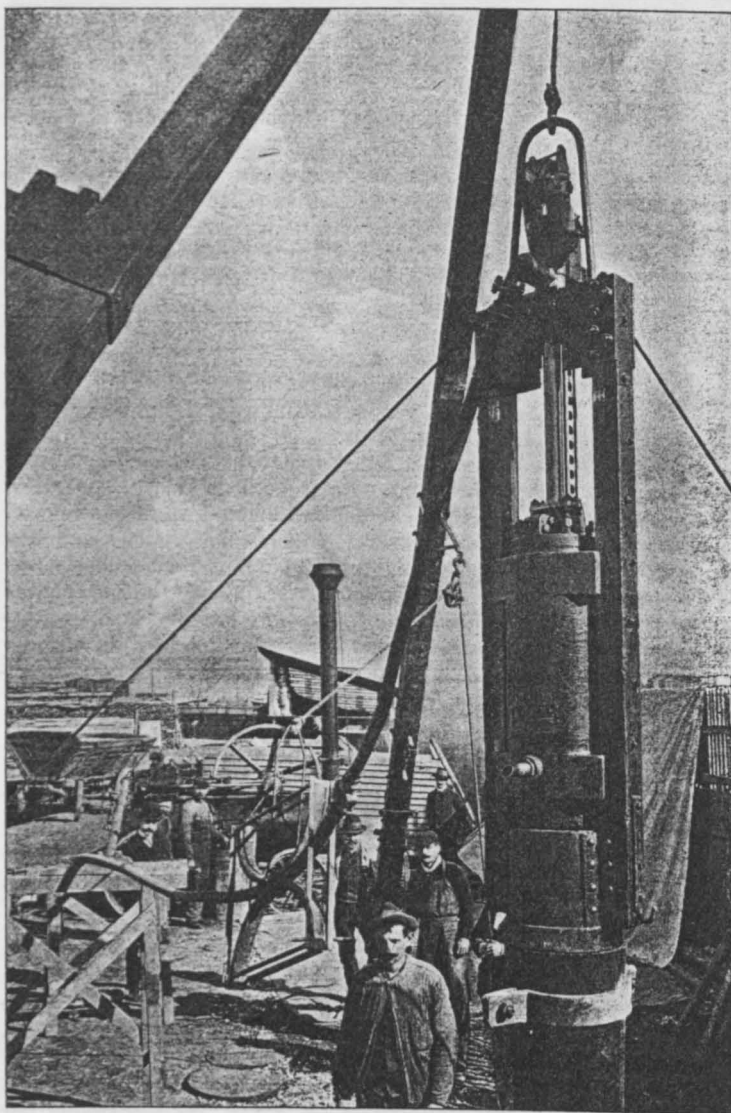


Fig. 6.

je kleiner das Gewicht des Rammbaren gegenüber dem Pfahlgewicht ist. Wer jedoch nur einigermaßen mit jenen Hindernissen vertraut ist, die sich bei der Anstellung einer etwa die Zahl 30 übersteigenden Arbeiterpartie ergeben, wird ohne weiteres zugeben, daß die Zugrammen den Vorteil schwerer Rammbaren für sich nicht in Anspruch nehmen können.

$$\omega = W - R - Q \dots\dots\dots (21)$$

so beträgt die elastische Formänderungsarbeit des Pfahles:

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{1}{2} \omega e_1$$

und die elastische Formänderungsarbeit des Erdreichs:

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{1}{2} \omega e_2$$

demnach die gesamte Formänderungsarbeit:

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{2} \omega (e_1 + e_2) \dots\dots (22)$$

Die bei der bleibenden Zusammendrückung des Erdreichs aufgebrauchte nutzbare Arbeit beträgt:

$$N = \omega r \dots\dots\dots (23)$$

Werden diese Werte in die Gleichung (6) eingesetzt, so erhält man:

$$\mathfrak{N} = \omega r + \frac{1}{2} \omega (e_1 + e_2) = \omega \left( r + \frac{e_1 + e_2}{2} \right) \dots\dots (24)$$

Mit dem Kürzezeichen:

$$r + \frac{e_1 + e_2}{2} = \lambda \dots\dots (25)$$

ist:

$$\mathfrak{N} = \omega \lambda \dots\dots\dots (26)$$

demnach:

$$\omega = \frac{\mathfrak{N}}{\lambda} \dots\dots\dots (27)$$

Somit lautet der auch die elastische Deformation des Baubodens berücksichtigende, allgemein gültige Ausdruck für den Eindringungswiderstand eines Pfahles:

$$W = \frac{\mathfrak{N}}{\lambda} + R + Q \dots\dots (28)$$

Werden der Reihe nach die aus den Gleichungen (1) bis (3) sich ergebenden Werte  $\mathfrak{N}$  in diese Gleichung eingesetzt, so werden folgende Grundgleichungen erhalten:

$$W_s = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{R^2 h}{R + Q} + R + Q \dots\dots (29)$$

$$W_\eta = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{R h (R + r^2 Q)}{R + Q} + R + Q \dots\dots (30)$$

$$W_t = \frac{1}{\lambda} R h + R + Q \dots\dots\dots (31)$$

Über die Genauigkeit dieser Gleichungen in Bezug auf die Größe  $\mathfrak{N}$  sei auf die Darlegungen des ersten Teiles dieses Aufsatzes verwiesen.

Die Berücksichtigung des elastischen Verhaltens des Bodens setzt die Kenntnis des Elastizitätsmoduls  $E$  und der Stoßelastizitätsziffer  $\eta$  voraus. Ist man in dieser Hinsicht schon für das Material der Rammkörper vielfach auf Annahmen verwiesen, so ist man hinsichtlich des elastischen Verhaltens des Erdmaterials mangels entsprechender Versuche vorläufig ohne jeden sicheren Anhaltspunkt. Man kann sich jedoch von den mehr oder minder zutreffenden Annahmen unabhängig machen, wenn die Größe der elastischen Deformation des Erdreichs durch direkte Messung während der Rammung bestimmt wird. Die direkte Messung ist schon aus dem Grunde von besonderem Werte, als durch sie auch berücksichtigt werden kann, daß das Maß des Zurlückschnellens des Pfahles oft erheblich größer ist, als das eigentliche Maß der elastischen Formänderung.

Ist das Maß

$$r + e_1 + e_2 = \lambda' \dots\dots\dots (32)$$

durch Messung bekannt, so ergibt sich die gesuchte Größe

$$\lambda = \frac{r + \lambda'}{2} \dots\dots\dots (33)$$

In der einfachsten Weise wird die Messung des  $\lambda'$  dadurch vorgenommen, daß an den zu rammenden Pfahl eine Bleistiftspitze in unverrückbarer Höhenlage angehalten wird. Beim Rammschlage liefert der Bleistift auf der Pfahloberfläche einen Strich, der jedoch in Wirklichkeit aus einem zweiästigen Linienzug besteht. Ein Ast verläuft von unten nach oben, der andere schließt an den oberen Endpunkt des ersten Astes an und kehrt in der entgegengesetzten Richtung zurück. Die letztgenannte Strecke entsteht dadurch, daß der Pfahl infolge seiner eigenen und der Elastizität des Bodens nach dem Rammschlage sich wieder hebt. Demnach liefert diese Strecke die Summe der elastischen Deformationen ( $e_1 + e_2$ ). Was die Größe der nach aufwärts gerichteten Strecke anlangt, so sind zwei Fälle zu unterscheiden.

1. Fall. Die bleibende Eindringung ist größer als die Summe der elastischen Deformationen  $r > (e_1 + e_2)$ . Dann ergibt die erwähnte Gerade unmittelbar die Größe  $\lambda'$ , und die Differenz der nach aufwärts und der nach abwärts gerichteten Strecke ist mit der bleibenden Eindringung  $r$  identisch.

2. Fall. Die bleibende Eindringung ist kleiner als die Summe der elastischen Formänderungen  $r < (e_1 + e_2)$ . Dann ergibt die nach aufwärts gerichtete Strecke unmittelbar die bleibende Eindringung  $r$ , während die andere Strecke mit der Summe der elastischen Formänderungen identisch

ist. Dieser Fall tritt dann ein, wenn das elastische Zurückschnellen des Pfahles größer ist, als die beim Rammsschlage erzeugte elastische Zusammenpressung.

Bei der geschilderten einfachen Einrichtung zum Messen der in Frage stehenden Größen ist es infolge der Übereinstimmung der beiden nach auf- und nach abwärts gerichteten Strecken nicht möglich, sofort zu entscheiden, welcher der beiden Fälle vorliegt. Sollte hier nicht die Erfahrung zu Hilfe kommen, so erübrigt nichts anderes, als eine Versuchsrechnung durchzuführen. Im allgemeinen ist der Gang dieser Rechnung folgender:

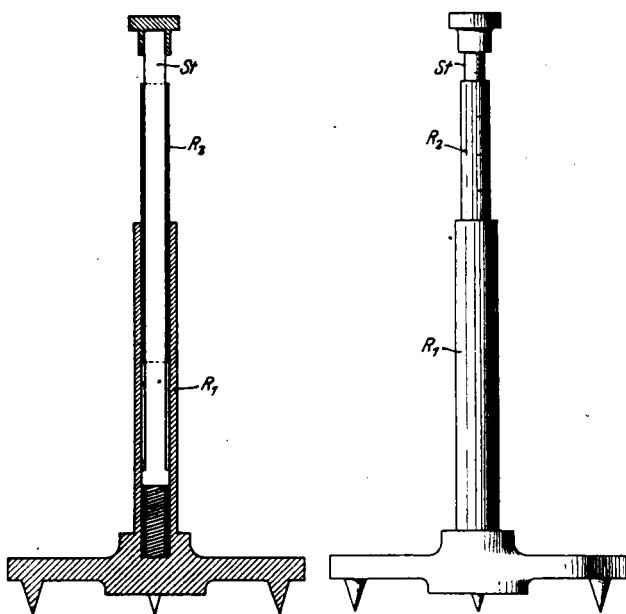


Fig. 7.

Es wird zunächst angenommen, daß der Fall 1 vorliege. Hierauf wird mit dem laut Fall 1 gemessenen  $\lambda'$  der Eindringungswiderstand  $W$  berechnet. Sobald nun auch die elastische Deformation des Pfahles aus  $e_1 = \frac{L \cdot W}{FE}$  berechnet und

die, bleibende Eindringung  $\tau$  als Mittelwert der auf eine Hitzte — einer bestimmten Anzahl Rammsschläge — entfallenden Eindringungsgrößen gefunden wurde, so entscheidet die Ungleichheit

$(\tau + e_1) \geq \lambda'$  mit ihrem oberen Zeichen für die Richtigkeit der Annahme des Falles 1, mit dem unteren Zeichen hingegen für die Notwendigkeit, die Rechnung nochmals, und zwar für den Fall 2 durchzuführen. Der hier angedeutete Rechnungsvorgang wird weiter unten an einigen besonderen Beispielen gezeigt.

Die geschilderte Art der Messung des  $\lambda'$  bzw.

der elastischen Formänderung ( $e_1 + e_2$ ) schließt gewisse Annäherungen in sich. Da nämlich die bleibende Eindringung  $\tau$  als Mittelwert aus einer Hitzte bestimmt wird, und dieselbe unter sonst gleichen Umständen mit jedem weiteren Rammsschlage kleiner wird, so ist der Mittelwert  $\tau$  gegenüber der beim letzten Rammsschlage erzielten Eindringung etwas zu groß, wodurch ein etwas zu kleiner Eindringungswiderstand erhalten wird. Da aber die Größe  $\tau$  bei der maßgebenden Absenkungstiefe, d. i. jener, bei welcher der erforderliche Eindringungswiderstand erreicht wird, in der Regel sehr klein ist, so kann auch die erwähnte Annäherung keinen nennenswerten Einfluß auf das Rechnungsergebnis haben. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Größen  $\lambda'$  bzw. ( $e_1 + e_2$ ) etwas zu klein gemessen werden, da nach erfolgtem Rammsschlage ein Teil der elastischen Deformation des Pfahles und des Erdbereichs durch das Gewicht des Rammbaren und des Pfahles im Gleichgewicht gehalten wird. Außerdem hat die elastische Nachwirkung zur Folge, daß nach dem Rammstoße noch ein kleiner Teil elastischer Zusammendrückung latent zurückbleibt, der unter Umständen erst geraume Zeit nach der Rammung zum Ausgleich kommt. Beide Größen können jedoch mit Rücksicht auf das während des Rammsschlages auftretende erheblich größere Maß der elastischen Formänderung vernachlässigt werden. Durch diese letztere Annäherung wird ein etwas zu großer Eindringungswiderstand erhalten. In ihrer Gesamtwirkung werden sich sohin die an sich kleinen Annäherungen nahezu völlig aufheben.

In der Fig. 7 ist ein vom Verfasser ersonnener Apparat schematisch dargestellt, der eine Messung der Teilstrecken  $\tau$  und ( $e_1 + e_2$ ) unmittelbar gestattet, und sohin die Versuchsrechnung, ob  $\tau > (e_1 + e_2)$  entbehrlich macht.

Es bedeutet  $R_1$  ein mit einem Fußgestell fest verbundenes Rohr, in welchem sich ein zweites Rohr  $R_2$  derart verschieben läßt, daß es in jeder Lage durch Reibung im Rohre  $R_1$  festhält. In dem Rohre  $R_2$  befindet sich ein verschiebbärer Stempel  $St$ , dessen unteres breiteres Ende gegen eine im Rohre  $R_1$  befindliche Spiralfeder sich stützt. In der normalen Lage — der Ausgangsstellung zum Messen — befindet sich  $R_2$  in seiner höchsten Stellung. In dieser Lage fällt der Nullpunkt des an  $R_2$  befindlichen Maßstabes (Millimeterteilung) mit dem oberen Rande von  $R_1$  zusammen. Der Vorgang beim Messen ist nun folgender: Der Apparat wird in seiner Normalstellung in entsprechende Nähe des zu rammenden Pfahles derart unverrückbar aufgestellt, daß ein im Pfahle befestigter Stift auf der oberen Platte des Stempels aufruhet. Beim Rammsschlage drückt der Stift den Stempel  $St$  und somit auch das Rohr  $R_2$  in das

Rohr  $R_1$  hinein. Während  $R_2$  durch Reibung in der neuen Lage festgehalten wird, wodurch sich an der Teilung ( $R_2$ ) sofort die Größe  $\lambda'$  ablesen läßt, wird der Stempel durch die Federkraft um ein solches Maß zurückgeschoben, als dem elastischen Zurückschnellen des Pfahles und des Erdreichs entspricht. Am Stempel befindet sich gleichfalls eine Teilung, die ihren Nullpunkt am oberen Rande des Stempels hat, so daß nach dem Ramm- schlage am oberen Rande des Rohres  $R_2$  die elastische Deformation ( $e_1 + e_2$ ) direkt abgelesen werden kann.

Es ist schon im Beginne dieser Ausführungen gezeigt worden, wie wichtig die genaue Kenntnis der Stoßelastizitätsziffer  $\eta$  ist. Dieselbe wird bekanntlich aus dem Verhältnis  $\eta^2 = \frac{h_1}{h}$  berechnet,

worin  $h_1$  jene Höhe bezeichnet, bis zu welcher eine Kugel zurückprallt, wenn letztere aus der Höhe  $h$  auf eine wagerechte Platte fallen gelassen wird. Solche durch Laboratoriumsversuche bestimmte Werte repräsentieren für den hier in Betracht kommenden Zweck nur ganz angenäherte Mittelwerte, da die bei einer Rammung auftretenden Verhältnisse, insbesondere die zahlreichen Reibungsverluste und sonstigen Widerstände bei den Versuchen im kleinen nicht einmal angenähert erreicht werden.

Durch die hier entwickelte Berechnung des Eindringungswiderstandes eines Pfahles ist jedoch die Möglichkeit geboten, einen den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Wert der Stoßelastizitätsziffer zu berechnen und zwar auf folgende Weise: Es wird ein Probepfahl gerammt und beim letzten Schlag der letzten Hitzte die Größe  $\lambda'$  gemessen, wodurch sich also auch  $\lambda$  berechnen läßt. Wird hierauf der Eindringungswiderstand dieses Pfahles durch eine Belastungsprobe bestimmt, so enthält die Gleichung (30) außer  $\eta$  nur bekannte Werte; sie kann daher zur Berechnung des  $\eta$  dienen. Man erhält

$$\eta = \sqrt{\frac{\lambda(R+Q)(W-R-Q)}{R \cdot Q \cdot h} - \frac{R}{Q}} \quad (34)$$

Daß eine größere Anzahl derartiger Bestimmungen vorgenommen werden muß, folgt schon aus dem Umstande, daß die Stoßelastizitätsziffer auch wesentlich von der Hubhöhe abhängt.

III. Praktische Zahlenbeispiele für die Anwendung der Tragfähigkeit eines Pfahles bei Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens.

Die nachfolgenden Beispiele, die sich durchwegs auf Rammungen von Beton-Blechrohrpfählen beziehen, sollen nicht nur den im zweiten Teile des vorliegenden Aufsatzes entwickelten Berechnungsvorgang an besonderen Fällen zeigen, son-

dern gleichzeitig auch einen Vergleich mit den Rechnungsergebnissen der Allgemeinen Rammformel bieten.

### 1. Beispiel.

Rambbärgewicht  $R = 325$  kg,  
Rammkerngewicht  $Q = 300$  „  
Rammkernlänge  $L = 440$  cm,  
mittlerer Durchmesser des Rammkernes  $d = 30$  cm,  
Hubhöhe  $h = 140$  cm.

Der Boden bestand aus festgelagertem, angeschwemmtem Schotter. Die bleibende Eindringung wurde pro Schlag der letzten Hitzte als Mittelwert von 30 Rammschlägen mit  $r = 0,13$  cm bestimmt.

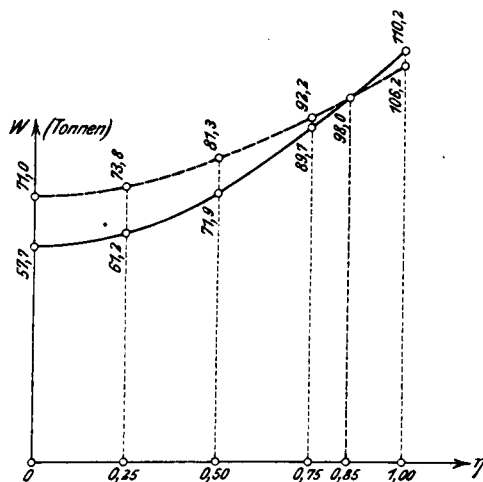


Fig. 8.

Die direkte Messung durch Anhalten einer Bleistiftspitze an den Pfahl ergab:  $\lambda' = 0,7$  cm.

Demnach ist laut Gleichung (33):

$$\lambda = \frac{0,13 + 0,7}{2} = 0,415 \text{ cm.}$$

Wird nun die Gleichung (30) für verschiedene Werte von  $\eta$  ausgewertet und in einem rechtwinkligen Koordinatensystem aufgetragen, so wird die in der Fig. 8 voll gezogene Linie erhalten. Die gestrichelt gezogene Linie hingegen stellt die nach der Allgemeinen Rammformel berechneten Eindringungswiderstände dar.

Wie ersichtlich, wird die Differenz zwischen den mit und ohne Berücksichtigung des elastischen Verhaltens des Baubodens berechneten Eindringungswiderständen um so kleiner, je mehr durch ein entsprechend großes  $\eta$  jener Grenzwert erreicht wird, bei welchem die in der Allgemeinen Rammformel berücksichtigte Formänderungsarbeit

der Rammkörper allein die gleiche Größe besitzt, wie die bei der Rammung tatsächlich auftretende Deformationsarbeit der Rammkörper und des Erdreichs zusammengenommen. Im vorliegenden Falle wird diese Grenze bei  $\eta = 0,85$  entsprechend einem Eindringungswiderstande  $W = 98 \text{ t}$  erreicht, was darauf hinweist, daß bei der sehr kleinen Eindringungsgröße  $\tau = 0,13 \text{ cm}$  die Deformationsarbeit der Rammkörper allein eine außerordentlich große war, wodurch in der Gleichung (9) der Zähler ( $\mathfrak{N} - \mathfrak{B}$ ) und somit auch  $W$  klein ausfallen mußte. Da jedoch der Wert  $\eta = 0,85$  in der Rammpraxis nicht vorkommt, so hat der erwähnte Schnittpunkt vorwiegend nur theoretische und nur insofern praktische Bedeutung, als dadurch gezeigt wird, daß bei den eher starr als vollkommen elastisch anzunehmenden Rammkörpern die Nichtberücksichtigung der Elastizität des Baubodens ganz beträchtliche Unterschiede in den berechneten Eindringungswiderständen ergibt.

Im vorliegenden Falle, der für einen unelastischen Boden geradezu als typisch bezeichnet werden kann, ergibt die Allgemeine Rammformel für  $\eta = 1$  um etwa 19% zu große Werte. Für  $\eta = 0,25$  beträgt der Unterschied etwa 17%.

Von besonderem Interesse ist das Größenverhältnis zwischen den bleibenden und den elastischen Formänderungen. Die elastische Deformation des Pfahles beträgt:

$$e_1 = \frac{L W}{F E} = \frac{440 \cdot 61 \cdot 200 \cdot 4}{900 \cdot \pi \cdot 110 \cdot 000} = 0,35 \text{ cm.}$$

Daher entfällt auf die elastische Deformation des Erdreichs:

$$e_2 = \lambda' - e_1 - \tau = 0,7 - 0,35 - 0,13 = 0,22 \text{ cm.}$$

Demnach verhalten sich:

$$\tau : e_1 : e_2 = 1 : 2,7 : 1,7$$

oder es entfielen:

auf die bleibende Eindringung ( $\tau$ ) . . . 18,5 %

auf die elastische Deformation des Pfahles ( $e_1$ ) . . . . . 50,0 %,

und auf die elastische Deformation des Erdreichs ( $e_2$ ) . . . . . 31,5 %.

Diese Gegenüberstellung beweist ziffernmäßig die Richtigkeit der oben aufgestellten Behauptung, daß in diesem Falle die elastische Deformation des Pfahles eine ganz bedeutende war, so daß die Nichtberücksichtigung der Elastizität des Bodens bei der Berechnung des Eindringungswiderstandes keine besonders große Rolle spielen konnte.

## 2. Beispiel.

Dasselbe betrifft die Rammung eines Betonblechrohrpfahles in einem Bauboden, der zum

größten Teile aus lehmigem und erdigem Anschüttungsmaterial bestand.

In diesem Falle betrugen:

$$R = 375 \text{ kg, } Q = 380 \text{ kg, } h = 140 \text{ cm, } L = 500 \text{ cm, } d = 30 \text{ cm.}$$

Die mittlere Eindringungsgröße (aus einer Hitze mit 30 Rammschlägen bestimmt) betrug:

$$\tau = 0,333 \text{ cm.}$$

Durch unmittelbares Anlegen einer Bleistiftspitze an den Pfahl wurde eine Strecke von 0,5 cm gemessen. Da in diesem Falle zweifelhaft ist, welcher Fall vorliegt, so wird eine Versuchsrechnung vorgenommen. Zunächst wird laut Fall 1 angenommen, daß die gemessene Strecke von 0,5 cm mit der Größe  $\lambda'$  identisch ist.

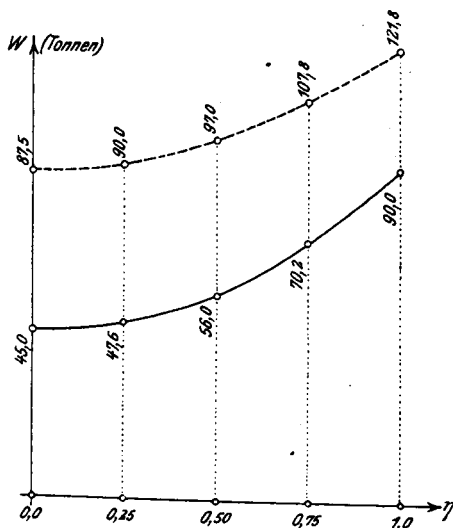


Fig. 9.

Somit ergibt sich:

$$\lambda = \frac{0,5 + 0,333}{2} = 0,416 \text{ cm.}$$

Nach der Gleichung (30) würde sich somit ein Eindringungswiderstand von

$$W = \frac{1}{0,416} \cdot \frac{375 \cdot 140 [375 + (0,25^2 \cdot 380)]}{375 + 380} + 375 + 380 = 67 \, 455 \text{ kg}$$

ergeben. Diesem Eindringungswiderstande entspricht eine elastische Formänderung des Pfahles:

$$e_1 = \frac{67 \, 455 \cdot 500 \cdot 4}{900 \cdot \pi \cdot 110 \, 000} = 0,433 \text{ cm.}$$

Da aber

$$(\tau + e_1) = 0,333 + 0,433 = 0,766 \text{ cm}$$

größer ist als die gemessene Strecke von 0,5 cm, so würde dies ein negatives  $e_2$  ergeben,



was natürlich unmöglich ist. Dies beweist, daß in diesem Falle durch das Anlegen des Bleistiftes an den Pfahl während des Rammschlages nicht  $\lambda'$ , sondern  $(e_1 + e_2)$  erhalten wurde. Der richtige Wert von  $\lambda'$  ist somit:

$$\lambda' = 0,5 + 0,333 = 0,833 \text{ cm}$$

und

$$\lambda = \frac{0,833 + 0,333}{2} = 0,583 \text{ cm.}$$

Für die verschiedenen Werte von  $\eta$  erhält man, analog dem ersten Beispiele, die in der Figur 9 voll ausgezogene Linie, während die gestrichelt gezeichnete Linie die Eindringungswiderstände nach der Allgemeinen Rammformel darstellen. In dem Verlaufe dieser Kurven fällt zunächst die gegenüber dem ersten Beispiele bedeutend größere Differenz zwischen den mit und ohne Berücksichtigung der Elastizität des Bodens berechneten Eindringungswiderstände auf. Dieselbe beträgt hier für  $\eta = 0$  etwa 49% und für  $\eta = 1$  etwa 26%.

Das Größenverhältnis zwischen der bleibenden und den elastischen Formänderungen ergibt sich in diesem Falle wie folgt:

$$e_1 = \frac{500 \times 47,600 \times 4}{900 \times \pi \times 110,000} = 0,306 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0,833 - 0,333 - 0,306 = 0,194 \text{ cm}$$

$$r : e_1 : e_2 = 1 : 0,92 : 0,573$$

oder es entfielen auf

die bleibende Eindringung ( $r$ ) . . . 40,0%

die elastische Deformation des

Pfahles ( $e_1$ ) . . . . . 36,9%

und die elastische Deformation

des Erdreichs . . . . . 23,0%

Ein Vergleich zwischen diesem und dem Ergebnis des ersten Beispiels liefert folgendes Resultat:

Während im ersten Beispiel die bleibende Eindringung zur elastischen Deformation des Pfahles sich wie 1:2,7 verhält, was bei Nichtberücksichtigung der Bodenelastizität einem 73,0%igen Anteil der Pfahldeformation entspricht, beträgt dieses Verhältnis im vorliegenden Falle 1:0,92, was einem bloß 48%igen Anteil der Pfahldeformation entspricht. Hierdurch ist bewiesen, daß in diesem Falle der Bodenelastizität ein viel größerer Einfluß zukommen muß als im ersten Beispiel, da die zur elastischen Pfahldeformation aufgebrauchte „Verlorene Arbeit“ gegenüber der nutzbaren Arbeit hier viel geringer ist.

### 3. Beispiel.

Das Material, die Dimensionen der Rammkörper sowie die Bodenbeschaffenheit sind mit

den Angaben des 2. Beispiels übereinstimmend. Die Hubhöhe betrug im vorliegenden Falle  $h = 130$  cm. Die direkte Messung ergab 0,6 cm bei einer mittleren Eindringungsgröße von  $r = 0,467$  cm.

Wie man sich leicht überzeugen kann, liegt hier wieder der zweite Fall vor, da  $\lambda' < (e_1 + e_2)$ .

Es ergibt sich demnach:

$$\lambda' = 0,6 + 0,467 = 1,067 \text{ cm}$$

und

$$\lambda = \frac{1,067 + 0,467}{2} = 0,767 \text{ cm.}$$

Mit diesen Werten erhält man die im Diagramm (Fig. 10) voll gezeichnete Linie. Ferner wurden

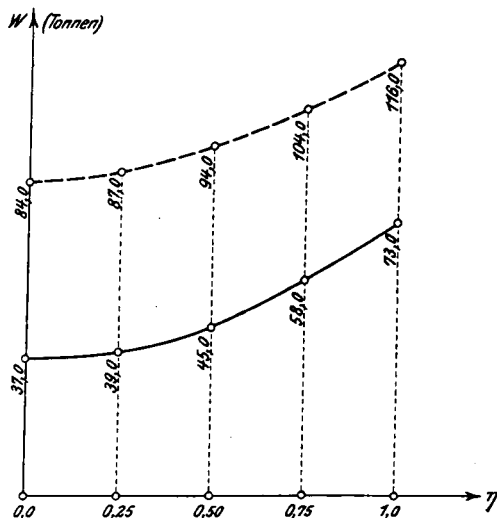


Fig. 10.

wie in den vorangegangenen Beispielen die Eindringungswiderstände nach der Allgemeinen Rammformel berechnet und in demselben Koordinatensystem aufgetragen. Ein bloßer Blick auf diese Diagramme zeigt, daß hier noch größere Unterschiede zwischen den so berechneten Eindringungswiderständen sich ergeben wie in den vorangegangenen Beispielen. Ziffernmäßig stellen sich diese Verhältnisse wie folgt dar:

$$e_1 = \frac{38,900 \times 500 \times 4}{900 \times \pi \times 110,000} = 0,350 \text{ cm}$$

$$e_2 = 1,067 - 0,467 - 0,25 = 0,350 \text{ cm}$$

$$r : e_1 : e_2 = 1 : 0,536 : 0,752$$

oder es entfielen auf

die bleibende Deformation ( $r$ ) . . . 43,7%

die elastische Deformation des

Pfahles ( $e_1$ ) . . . . . 23,5%

und die elastische Deformation

des Erdreichs . . . . . 32,8%

Bei Nichtberücksichtigung der Elastizität des Bodens ergibt sich für die elastische Pfahldeformation bloß ein etwa 35%iger Anteil, wodurch der ganz bedeutende Einfluß der Bodenelastizität auf das Rechnungsergebnis im Hinblick auf die vorigen Beispiele erklärt ist. Die Allgemeine Rammformel liefert in diesem Fall für  $\eta = 1$  einen etwa 43% für  $\eta = 0$  einen etwa 57% größeren Wert.

#### IV. Schlußfolgerungen.

Aus den voranstehenden Darlegungen folgt zunächst der wichtige Umstand, daß die elastische Deformation des Erdreichs bei der Berechnung des Eindringungswiderstandes eines Pfahles um so weniger unberücksichtigt bleiben darf, je kleiner die Stoßelastizitätsziffer ist, d. h. je mehr die Rammkörper, sei es infolge ihrer Materialeigenschaften, sei es infolge künstlicher Bewehrungen sich der Starrheit nähern. Ferner ist aus den Diagrammen zu ersehen, daß der Einfluß der Bodenelastizität unter sonst gleichen Verhältnissen um so größer ist, je größer die bleibende Eindringung ist. Der letztgenannte Umstand bietet hinsichtlich der Sicherheit der Rammungen insofern ein beruhigendes Moment, als die in der Praxis üblichen Rammvorschriften wegen der ungeklärten statischen Verhältnisse in der Regel ein Rammen bis zum „Stillstand“ verlangen. Hierdurch wird, wie oben gezeigt wurde, der Einfluß der Pfahldeformation ein so überwiegender, daß die Nichtberücksichtigung der Elastizität des Baubodens keinen besonders großen Einfluß auf das Rechnungsergebnis haben kann. Bei zylindrisch geformten Pfählen, welche, um die Last einwandfrei und sicher aufnehmen und übertragen zu können, bis auf eine genügend feste Bodenschicht gerammt werden müssen, ist der Bedingung „Rammen bis zum Stillstand“ gewöhnlich leicht zu genügen. Bei Schwebegründungen jedoch ist diese Bedingung in der Regel viel schwerer zu erfüllen. Da die Schwebegründungen wegen ihrer Wirtschaftlichkeit heute immer mehr angewendet werden, so folgt daraus, daß die Fälle, wo die Elastizität des Baubodens für keinen Fall unberücksichtigt bleiben darf, häufig genug sind.

Nunmehr soll noch gezeigt werden, wie es bei Anwendung der im voranstehenden entwickelten Berechnung des Eindringungswiderstandes eines Pfahles möglich ist, die Kontrolle bei der praktischen Ausführung durch die bis nun geübte und allgemein bekannte Methode der Messung der bleibenden Eindringung ( $r$ ) zu erzielen.

Vor allem muß in einem gegebenen Falle auf Grund vorangegangener analoger Rammungen das Verhältnis

$$r : e_1 : e_2 = a : b : c \dots \dots \dots (35)$$

bekannt sein. Wird ferner für einen verlangten Eindringungswiderstand ( $W$ ) aus der Gleichung (30) die Größe  $\lambda$  berechnet, nämlich

$$\lambda = \frac{Rh(R + \eta^2 Q)}{(R + Q)(W_\eta - R - Q)} \dots \dots \dots (36)$$

so ergibt sich aus der Gleichung (35) die Größe  $r$ , wie folgt:

$$r : \left( r + \frac{e_1 + e_2}{2} \right) = a : \left( a + \frac{b + c}{2} \right) \dots \dots \dots (36a)$$

$$r : \lambda = a : \frac{2a + b + c}{2} \dots \dots \dots (36b)$$

$$r = \frac{2a}{2a + b + c} \cdot \lambda \dots \dots \dots (37)$$

oder

$$r = \frac{2a}{2a + b + c} \cdot \frac{Rh(R + \eta^2 Q)}{(R + Q)(W_\eta - R - Q)} \dots \dots \dots (37a)$$

Auf ähnliche Weise läßt sich auch jenes  $\lambda'$  vorausberechnen, das zur Erzielung eines bestimmten Eindringungswiderstandes erforderlich ist. Mit Benutzung des Ausdrucks (36) ergibt sich aus der Gleichung (33):

$$\lambda' = 2\lambda - r \dots \dots \dots (38)$$

$$\lambda' = 2\lambda - \frac{2a\lambda}{2a + b + c} = \frac{a + b + c}{2a + b + c} \cdot \lambda \dots \dots \dots (39)$$

oder

$$\lambda' = \frac{2(a + b + c)}{2a + b + c} \cdot \frac{Rh(R + \eta^2 Q)}{(R + Q)(W_\eta - R - Q)} \dots \dots \dots (39a)$$

Wird z. B. zu einer angenäherten Berechnung angenommen:

$$r : e_1 : e_2 = 1 : 1 : 1,$$

wodurch nach obigen Ausführungen der Elastizität des Baubodens ein großer Einfluß bei der Berechnung des Eindringungswiderstandes eingeräumt ist, so erhält man folgende Ausdrücke:

$$r = \frac{1}{2} \lambda = \frac{1}{2} \cdot \frac{Rh(R + \eta^2 Q)}{(R + Q)(W_\eta - R - Q)} \dots \dots \dots (40)$$

und

$$\lambda' = \frac{3}{2} \lambda = \frac{3}{2} \cdot \frac{Rh(R + \eta^2 Q)}{(R + Q)(W_\eta - R - Q)} \dots \dots \dots (41)$$

Daß diese Annahme tatsächlich eine bedeutende Sicherheit in sich schließt, mag an folgendem Beispiel gezeigt werden: Für  $R = 425$  kg,  $Q = 380$  kg,  $h = 100$  cm,  $\eta = 0,25$  und einen Eindringungswiderstand  $W = 30000$  kg ergibt z. B. die Allgemeine Rammformel  $r = 0,7$  cm, während die Berechnung mit

Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens eine erforderliche Eindringungsgröße  $\tau = 0,4 \text{ cm}$  liefert.

In Anbetracht des Umstandes, daß die Pfahlgründungen ein immer größeres Anwendungsgebiet finden, wäre es lebhaft zu begrüßen, wenn zahlreiche Fachgenossen die im vorliegenden Aufsatz gegebene Berechnungsweise in ihrer Bau-

praxis anwenden bzw. die erforderlichen Messungen vornehmen und die Ergebnisse unter genauer Bezeichnung der Bodenart, des Pfahl- und Rammhärtematerials usw. veröffentlichen würden, damit das im Vergleich zu anderen Konstruktionen immer noch als Stiefkind behandelte Gebiet der Pfahlgründungen auch in theoretischer Hinsicht eine möglichst einwandfreie Grundlage erhalte.

## NEUE VERSUCHE.

*Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).*

(Schluß von S. 439.)

### II. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 5.)\*

Versuche mit Eisenbetonsäulen, Reihe I und II.

Ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt  
zu Gr.-Lichterfelde-West.

Bericht erstattet von Professor M. Rudeloff,  
Geheimer Regierungsrat,  
Direktor im Kgl. Materialprüfungsamt.

Diese Versuche sind von größtem Interesse, hauptsächlich wegen ihrer negativen Ergebnisse; sie sind deshalb nicht minder wertvoll als die bereits besprochenen Versuche. Wenn sich zum Beispiel bei diesen Versuchen zeigt, daß armierte Säulen weniger tragfähig sind als die nichtarmierten Säulen von den gleichen Dimensionen, wie aus der Schaulinie aus Fig. 6 zu ersehen ist, so besagen diese Ergebnisse nur, daß man auch armierte Säulen herstellen kann, welche schlechter sind als nichtarmierte. Ich verweise auf die Versuche der beiden amerikanischen Forscher Talbot\*\*) und Withey\*\*\*), ferner auf die Versuche von Thullie†) und die von mir ausgeführten Säulenversuche in Frankfurt a. M.††), welche klar beweisen, daß die Tragfähigkeit armerter Säulen gegenüber der nichtarmerter Säulen nur dann erhöht wird, wenn die Eiseneinlagen und die Querverbindungen bestimmte Bedingungen erfüllen. Im übrigen werden diese Behauptungen auch durch die im zweiten Teil der Veröffentlichung enthaltenen Ergänzungsversuche bestätigt. Auf die Ursache der ungünstigen Ergebnisse soll noch später eingegangen werden.

Es kann sich im Rahmen dieser Besprechung nicht darum handeln, alle Ergebnisse zu wiederholen oder die Herstellung der Versuchskörper und den Vorgang bei den Prüfungsverfahren zu veröffentlichen; all dies kann der Leser nur durch das Studium der Arbeit selbst erfahren. Hier soll nur an den wichtigsten Ergebnissen gezeigt werden, was von den bisherigen Versuchen abweicht, und was die Ursachen der negativen Ergebnisse sind.

Fig. 6 und 7 zeigen eine bildliche Darstellung der Abhängigkeit der Bruchlasten von der Art der Querarmierung; auf der Abszisse sind schematische Darstellungen der Querarmierungen, auf den dazu gehörigen Ordinaten die absoluten Bruchlasten und ihr Verhältnis zu der Bruchlast der unbewehrten Betonsäule zu entnehmen. Fig. 6 zeigt die Darstellung der Ergebnisse der ersten Versuche an 2 m langen Säulen, die ein wenig erfreuliches Bild bietet. Wir sehen im Nullpunkt die Bruchlast der Betonsäule mit 140 t eingetragen und nur wenige armierte Säulen zeigen eine höhere Bruchlast. Auffallend ist, daß wir aus diesem Schaubild eine vollständige Ungesetzmäßigkeit und Unregelmäßigkeit in den Bruchlasten entnehmen können. Bei einigen Parallelversuchen finden sich so stark voneinander abweichende Werte für die Bruchlasten, daß man sich fragen muß, ob in einem solchen Falle gestattet sein kann, einen Mittelwert zu bilden. Schon die große Unregelmäßigkeit in den Ergebnissen zeigt, daß man irgend welche Schlüsse aus diesen Versuchen nicht ziehen darf.

Aus der Beschreibung der Versuchsergebnisse geht hervor, daß nach dem Zerschlagen der Probekörper festgestellt wurde, daß die Bügel gar nicht ihre Lage beibehalten, sondern sich in der Längsrichtung verschoben haben. Dieser Umstand erscheint mir sehr wesentlich, weil er darauf hinweist, wie notwendig ein fester, unverrückbarer Anschluß der Querverbindungen an

\*) Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1910. Die Fig. 6 und 7 sind dieser Veröffentlichung entnommen.

\*\*) „Armierter Beton“ 1908 S. 32.

\*\*\*), „Armierter Beton“ 1909 S. 362 bis 368 u. 1910 S. 355 bis 360.

†) Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons Heft X sowie „Beton und Eisen“ 1906/07.

††) Neue Versuche mit Eisenbetonsäulen und -balken, veröffentlicht in der Zeitschrift „Armierter Beton“ Jahrgang 1909 Seite 2 bis 9.

die Längseisen ist, insbesondere dann, wenn der Beton feucht verwendet wird. Die Bügel sind dazu da, das seitliche Ausknicken der Längseisen zu verhindern und sollen in kurzen Abständen voneinander verwendet werden; sie erfüllen ihren Zweck nur dann, wenn wirklich eine feste Verbindung an die Längseisen hergestellt wird. Leider findet man ja auch diesen Fehler in der Praxis, wo man sehr häufig die Verbindung zwischen 30–40 mm  $\varnothing$  und den 7 mm starken

rufen. Dieselbe Beobachtung konnte ich bei meinen Versuchen für die A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. machen\*).

Auch bei diesen Versuchen zeigte sich, daß eine gute Umfangsarmierung der Diagonalarmierung überlegen ist.

Als besonders charakteristisch wird bei diesen Versuchen hervorgehoben, daß der Bruch immer am Kopf erfolgt ist, was auf die stehende Herstellung der Säulen zurückgeführt wird. Daß der

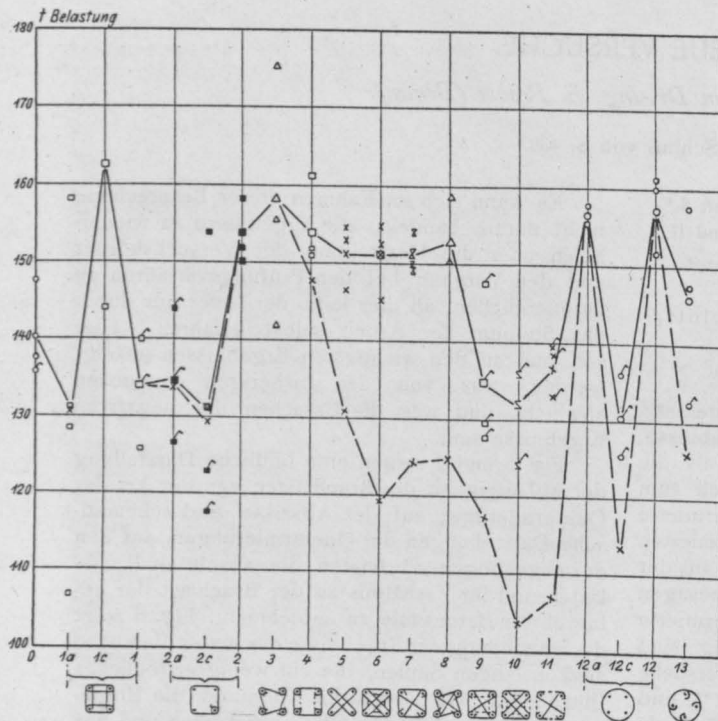


Fig. 6.

Vorversuche an 2 m langen Säulen.

Bügeln durch einfachen Bindedraht herstellen sieht. Es ist klar, daß eine derartige Verbindung keine dauerhafte sein kann, und daß nicht nur bei der Verwendung von nassem Beton, sondern auch durch Stampfen eine Verschiebung der Bügel eintreten muß. Daß man in der Praxis auch vielfach diesem Übelstand abzuweichen sucht, zeigen z. B. die Ausführungen der Züblinschen gedrehten Bügel (die ich als bekannt voraussetze), und die keinen anderen Zweck haben, als zwischen Quer- und Längsarmierung einen unverrückbaren festen Anschluß zu schaffen.

Aus dem Schaubild in Fig. 6 ist ferner auffallend, daß die Diagonalbügel, wie sie bei den Probekörpern 6, noch auffallender bei den Probekörpern 10 verwendet werden, eine bedeutende Verminderung der Bruchlast hervor-

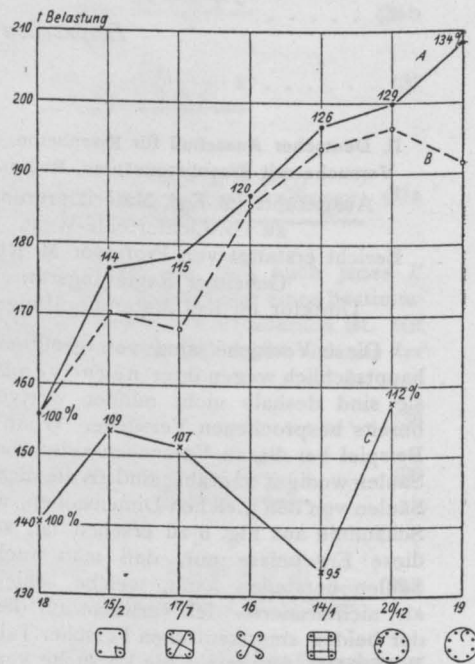


Fig. 7.

Ergänzungsversuche an 0,90 m langen Säulen.

Bruch auch dann am Kopfe erfolgt, wenn die Säulen liegend gestampft werden, haben die Frankfurter Versuche gezeigt, wie es auch aus der weiter unten folgenden Zuschrift von Herrn Dipl.-Ing. Mautner von der Allgemeinen Hochbaugesellschaft in Köln hervorgeht. Ich möchte die Ursache dieser Brucherscheinung nicht auf die Art des Stampfens, sondern vielmehr auf die Art des Kraftangriffes zurückführen. Aus diesem Grunde wird es gut sein, wenn bei künftigen Versuchen Kopf und Fuß der Säule eine besonders starke und gute Querarmierung erhalten, wenn man Wert darauf legt, daß der Bruch gegen die Mitte erfolgt.

\*) Neue Versuche mit Eisenbetonsäulen und -balken, veröffentlicht in der Zeitschrift „Armerter Beton“ Jahrgang 1909 Seite 2 bis 9.

Von Interesse ist die Schlußfolgerung aus diesen Versuchen, daß die Längsbewehrung nicht wesentlich zur Erhöhung der Tragfähigkeit beiträgt, wohl aber durch die Längsbewehrung eine Erhöhung des Druckelastizitätsmoduls erzielt wird. Der erste Teil dieser Schlußfolgerung kann nicht als allgemein gültig angesehen werden, wie aus den bereits erwähnten Versuchen von Talbot und Withey hervorgeht. Ich verweise ferner auf meine bereits erwähnten Frankfurter Versuche, welche gezeigt haben, daß eine Längsarmierung mit einer entsprechenden Querarmierung sehr wohl die Tragfähigkeit erhöhen kann, daß aber das Verhältnis des Eisenquerschnittes zum Betonquerschnitt gewisse Grenzen nicht überschreiten darf. Es hat sich z. B. gezeigt, daß 30 mm  $\varnothing$  bei demselben Betonquerschnitt nicht dieselbe relative Erhöhung der Tragfähigkeit zur Folge hatte, wie die Rundeisenarmierung mit 16 mm  $\varnothing$ . Eine allgemeine Schlußfolgerung jedoch über das günstigste Verhältnis des Eisenquerschnittes zum Betonquerschnitt könnte erst nach neuen Versuchen gezogen werden. Jedenfalls ist es weder zweckmäßig noch wirtschaftlich, dieses Verhältnis zu groß zu wählen, wie schon aus früheren Versuchen hervorgeht.

Die Ermittlung der sogenannten Poisson'schen Konstanten aus den Versuchen (das Verhältnis der Querdehnungen zu den Längsdehnungen) zeigt in Übereinstimmung mit den genannten amerikanischen Versuchen von Withey, daß von einer Konstanten nicht die Rede sein kann, daß dieses Verhältnis je nach der Armierung zwischen 4,8 und 7,9 schwankt. Auch bei den Witheyschen Versuchen zeigt es sich, daß der Wert dieses Verhältnisses zwischen 5 und 7,7 schwankte, wenn die Armierung sich zwischen 1,9–5,6% bewegte.

Schließlich ergibt sich aus den Versuchen die einzig positive Schlußfolgerung, daß der Einfluß der Eiseneinlagen auf die Tragfähigkeit der Säulen zurücktritt hinter dem Einfluß einer sorgfältigen Arbeitsausführung beim Stampfen des Betons, welches Ergebnis nur bei diesen Versuchen und bei ähnlicher Anordnung der Querarmierung seine Richtigkeit haben kann. Allgemein gültig ist jedoch auch diese Folgerung nicht, wie ja auch zum Teil aus den Ergebnissen der Ergänzungsversuche gefolgert werden kann.

Die soeben besprochenen Ergebnisse der Vorversuche, die, wie bereits erwähnt, nur insofern ein erfreuliches Resultat gezeigt haben, als man daraus lernen kann, wie Eisenbetonsäulen nicht hergestellt werden sollen, haben den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton veranlaßt, eine Anzahl von Ergänzungsversuchen an 90 cm langen Säulen vornehmen zu lassen, wobei statt der Schleifen Hakenbügel verwendet wurden. Bei diesen Versuchen wurde auch der

Bügelabstand von 20 auf 15 cm herabgesetzt, und auf einen besseren Abschluß der Bügel an die Längseisen gesehen. Ferner wurden ergänzende Versuche mit 10 achteckigen Säulen vorgenommen, von denen 5 mit kreisringförmigen Bügeln und 5 mit Spiralarmierung, System Considère, ausgeführt wurden. Auf die Einzelheiten der Versuchsergebnisse und der Versuchsdurchführung sei abermals auf die Veröffentlichung von Rudeloff verwiesen.

Diese ergänzenden Versuche lassen schon aus dem einfachen Grunde keine vollgültigen Schlüsse zu, weil die Abmessungen zu klein sind. Eine 3 bis 4 m lange wird sich in jedem Falle anders verhalten, als eine 90 cm lange Säule. Nichtsdestoweniger zeigen doch diese Versuche, daß eine Armierung entsprechend verwendet, sehr wohl geeignet ist, die Tragfähigkeit von Betonsäulen zu erhöhen. Während die Betonsäulen ohne jede Armierung eine Bruchlast von im Mittel 150 t ergeben, steigt, wie auch aus Fig. 7 ersichtlich ist, die Tragkraft derselben Säule bei einfachen Umfangsbügeln auf 176 t, bei Diagonalbügeln in S-Form auf 186 t, bei Umfangsbügeln in Schleifenform auf 196 t. Auffallend ist ferner, daß die Spiralarmierung und die kreisringförmigen Bügel sich ziemlich gleichartig verhalten haben. Letztere haben eine durchschnittliche Bruchlast von 200 t, während die ersteren im Durchschnitt 209 t aufweisen. Bei einzelnen Versuchen zeigt es sich, daß die kreisringförmigen Bügel auch höhere Bruchlasten zu erzielen imstande sind (die Höchstlast der auf die letzterwähnte Art armierten Säulen betrug 227,6 t gegen 223 t Höchstlast bei der Spiralumwicklung). Es zeigt sich daher aus diesen Versuchen, daß eine kreisringförmige Bügelarmierung, welche in kleinen Abständen voneinander angeordnet sind, eine Wirkung erzielen kann, die derjenigen der Umschnürung gleichkommt, wie dies von Koenen schon vor Jahren, bevor noch die spiralförmige Armierung bekannt war, behauptet wurde. Allerdings möchte ich gleich darauf hinweisen, daß sich bei einer Spiralarmierung leichter eine Gleichmäßigkeit erzielen lassen wird wegen der Kontinuität in der Querarmierung als bei Ringen, solange nicht eine geeignete feste Verbindung beim Anschluß der Ringe an die Längseisen ausgeführt werden kann. Die erwähnte Ungleichmäßigkeit zeigt sich bei den Bruchlasten der Säulen mit kreisringförmigen Bügeln, bei welchen die Bruchlasten zwischen 169 und 228 t schwanken. Dieselbe Ungleichmäßigkeit zeigt sich auch bei den andern Säulen, was wohl darauf zurückzuführen sein wird, daß zum Teil der Anschluß der Quer- an die Längsarmierung nicht fest genug ist, zum Teil auf die verschiedenartige Herstellung an verschiedenen Tagen.

Dies sind die lehrreichen Ergebnisse der Groß-



Lichterfelder Versuche. Es ist zu erwarten, daß bei den neuen Versuchen, die demnächst in Angriff genommen werden sollen, die Lehren verwertet werden, welche aus den ersten Versuchen gezogen werden können. Jedenfalls muß nachdrücklich hervorgehoben werden, daß eine Verallgemeinerung der Versuchsergebnisse aus den angeführten Gründen nicht gestattet ist, und daß Schlußfolgerungen erst aus späteren Versuchen gezogen werden sollen, wie dies ja auch mit Recht Rudeloft in der Veröffentlichung hervorhebt.

### EINE KURZE BEMERKUNG ZU DEN SÄULENVERSUCHEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

*Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner (Cöln).*

Bei den im Auftrage des deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde ausgeführten und kürzlich veröffentlichten Versuchen mit Eisenbetonsäulen wurde die von früheren derartigen Versuchen bereits bekannte Tatsache wieder bestätigt gefunden, daß die Säulen bei zentrischer Belastung immer am Kopfende und niemals in der Mitte des Schaftes zerstört werden.

Vom Berichtersteller des Materialprüfungsamtes wird diese Erscheinung dadurch zu erklären versucht, daß die Säulen stehend gestampft und dadurch das obere Ende nicht dieselbe Dichtigkeit erhält, wie das untere, das durch das Aufbringen der oberen Schichten immer mehr verdichtet wird.

Daher erlaube ich mir einige Anmerkungen zu machen.

Von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. wurden im Sommer 1908 auf Anregung des Herrn Oberingenieurs Deimling Versuche mit 33 Eisenbetonsäulen ausgeführt, die im Januarheft 1909 des „Armierten Beton“ von Herrn Dr. Probst, der mit der Versuchsdurchführung betraut wurde, veröffentlicht sind. Die Vorbereitung dieser Versuche sowie die Herstellung der Probekörper erfolgten unter meiner Aufsicht, und ich kann daher den oben angeführten Schlußfolgerungen folgende interessante Tatsachen gegenüberstellen: Auch bei diesen Säulen erfolgte überall der Bruch am

Kopfe (mit Ausnahme der Säule Nr. 15, die, infolge exzentrischer Belastung auf Biegung beansprucht, vor Erreichung der Bruchlast in der Mitte zerstört wurde und daher hier ganz ausscheidet), obwohl sie sämtlich liegend gestampft wurden, eine Verdichtung des Betons gegen das untere Ende also ganz ausgeschlossen war. Weiter wurden, da ich bei vorausgegangenen Versuchen dieselbe Erfahrung bereits gemacht hatte, um dem Zerstören der Köpfe vorzubeugen, diese besonders stark armiert. Die Bügelabstände wurden auf weniger als die Hälfte verringert gegenüber den Abständen des übrigen Säulenschaftes (vergl. hierzu die Fig. 2 bis 9 des obigen Aufsatzes) und betrugen im Maximum 11 cm, im Minimum sogar nur 5 cm. Die Bügel wurden außerdem, um ein Verschieben während des Stampfens zu verhindern, mit Bindedraht an die Längseisen angebunden.

Da wir weiter vermutet hatten, daß das Zerstören am Kopfe mitverursacht wurde durch ein vorzeitiges Ausknicken der Eisenstäbe an den Enden, hervorgerufen dadurch, daß die Eisen infolge eines geringen Schwindens des Betons am Kopf- und Fußende aus der Ebene des Betons vorragten, und der Druck daher zuerst von den Eisen aufgenommen würde, sind bei diesen Versuchen die Eiseneinlagen durchweg um je ca 2 cm oben und unten kürzer gemacht worden. Dadurch ist über jedem Eisen ein kleiner Betonpfropfen geschaffen, der eine gleichzeitige Druckübertragung auf Eisen und Beton gewährleisten sollte.

Es waren also alle Vorsichtsmaßregeln getroffen worden, um gerade die Ursachen, die der Bericht des Materialprüfungsamtes als Grund für die Zerstörung an den Kopfenden anführt, zu vermeiden. Und das Resultat war, wie bereits eingangs erwähnt, doch wieder Bruch aller Säulen am Kopfe.

Erwähnen will ich noch, daß sämtliche Säulen im geschlossenen Raume, daher unter annähernd gleichen Temperatur- und Witterungsverhältnissen hergestellt sind.

Eine Erklärung für das Verhalten der Säulen ist bis heute nicht gelungen, und es wäre zu wünschen, wenn die vom Eisenbetonausschuß nun geplanten Hauptversuche mit Säulen Klarheit schaffen würden über diese für die Wirkungsweise der armierten Stützen jedenfalls charakteristische Erscheinung.

### BEOBACHTUNGSTURM FÜR DIE MARINEARTILLERIE ZU FRIEDRICHSORT BEI KIEL.

*Von Ingenieur Jos. Gaugusch (Wien).*

Durch die moderne Waffentechnik, welche weittragende Geschütze konstruierte und dadurch eine erhöhte Sorgfalt auf die Ausbildung des

Personals legen mußte, wurde auch gleichzeitig das Bedürfnis hervorgerufen, die genauen Ergebnisse der Schießversuche festlegen zu können.



Fig. 4.



Fig. 5.



Fig. 3.

Zu diesem Zwecke hatte das Marineartillerie-Versuchskommando weit draußen an der Ostseeküste die Errichtung eines Beobachtungsturmes für das deutsche Geschwader ausgeschrieben.

Die betreffende Behörde hatte zunächst die Erbauung des Gerüsts in Eisenkonstruktion und

besonders klar zum Ausdruck kommen, entschloß sich die Bauverwaltung, dieses Projekt anzunehmen und mit der Ausführung des Bauwerkes obige Firma zu betrauen.

Die bei diesem Bauwerke in die Augen springenden Vorzüge des Eisenbetons lagen in diesem Falle besonders in den Witterungseinflüssen und den dadurch auf ein Minimum herabgesetzten Wartungs- und Unterhaltungskosten begründet. Gerade bei einem solchen Bauwerke, welches fortwährend außergewöhnlichen Witterungseinflüssen ausgesetzt ist, war eine Eisenkonstruktion, welche häufigen Reparaturen, Anstrichen sowie Auswechslung verrosteter und ziemlich unzugänglicher Teile benötigte, von vornherein ausgeschlossen.

Bei der Berechnung war vor allem, da das Bauwerk an der Ostsee an offener See liegt und daher den starken Stürmen ausgesetzt ist mit einem außergewöhnlich hohen Winddruck von 250 kg/qm zu rechnen und mußte infolgedessen auf die Ausbildung in bezug auf Standsicherheit des Bauwerkes erhöhtes Gewicht gelegt werden.

Wir bringen unseren Lesern in Fig. 1 den Querschnitt durch das Bauwerk; es zeigt sich hier auch die den obigen Gesichtspunkten zugrunde gelegte Fundierung. Fig. 2 (Schnitt LM) und Fig. 3 (Schnitt NO) geben die genauen Konstruktionsdetails der Rippen wieder, welche mit 8  $\varnothing$  26 mm armiert sind.

Die Aufmauerung des Schaftes erfolgt im unteren Teil als 15 cm starke Eisenbetonwand, welche im oberen Teile auf 10 cm ermäßigt wurde, während der eigentliche Stand nur eine Wandstärke von 8 cm erhielt. Diese auffallend geringen Stärken sind dadurch begründet, daß das Ganze durch die in der Mitte hochgeführte 40 auf 100 cm mit 8  $\varnothing$  10 mm armierte Spindel und der zwischen dieser und der Außenwand eingespannten Treppenkonstruktion eine rahmenartige Versteifung erhält.

Zu erwähnen wäre noch, daß auch die Dachkonstruktion vollständig in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt wurde, und zwar wurde mit Ausnahme zweier 20/20 cm starken mit 4  $\varnothing$  10 mm Eisenlagen armierten Stützen (Fig. 4) und des Dachträgers I (Fig. 1) die Konstruktion als 8 cm starke auf den Wänden frei aufliegende Dachplatte ausgebildet, auf welche eine einfache Papplage gelegt wurde. Fig. 5 bis 8 stellen endlich noch die Schnitte CD, EF, GH und JK, die ersteren beiden durch den Schaft des Meßstandes, die anderen durch die Decke desselben und die Konsolen dar. Die Gesamtansicht ist aus Fig. 9 ersichtlich.



Fig. 9.

die Ausführung des eigentlichen Meßstandes in Holz vorgesehen. Auf Grund eines von der Eisenbetonbauunternehmung Weirich & Reinken, Kiel, vorgelegten Eisenbetonprojektes, in dem die außerordentlichen Vorzüge der monolithischen Bauweise

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Mörtel-Materialbedarf. Einige Angaben in tabellarischer Form über den Materialbedarf von Zementmörtel, verlängertem Zementmörtel, Traß-Zement- und Kalkmörtel und hydraulischem Kalkmörtel bei verschiedenen Mischungsverhältnissen. Beton-Zeitung 1910. Nr. 42.

Sind Lokomotivlöschschieber und Koksasche geeignete Zuschläge für Beton? Kurzer Bericht über entsprechende Versuchsergebnisse des Kgl. Materialprüfungsamtes Gr.-Lichterfelde-West. Beide Stoffe greifen zufolge ihres Schwefelgehaltes Eisen in Gegenwart von Wasser sehr an, im fertigen Beton dagegen besteht der Angriff nicht, wenn das Eisen dauernd gegen den Zutritt atmosphärischer Luft geschützt ist. Zement und Beton 1910. Nr. 43.

L'efficacité des divers moyens d'isolement thermique des locaux de construction. — Essai sur la conductibilité calorifique des matériaux. Von R. Biquard. In Decken und Wänden, deren Wärmeleitungsvermögen größer ist als 0,9 (Kalkstein, Zement, Beton) empfiehlt es sich, statt des Baustoffes Luftschichten anzuordnen, deren Weite je bis zu 10 cm, bei wesentlich größerer Leitungsfähigkeit sogar noch mehr erreichen darf. Bei einem Baustoffe mit einem Leitungsvermögen zwischen 0,3 und 0,9 (Ziegel, Gips usw.) können Luftschichten von 2,5 cm oder weniger mit Vorteil den Baustoff ersetzen. Für Baustoffe mit noch geringerem Wärmeleitungsvermögen als 0,3 (Kork, Sägespäne, Torf) ist die Anordnung von Luftschichten schädlich. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 9.

A combination concrete dumping bucket and dump car. Erfindung von J. L. Blaker, W. Va. Seitenkippwagen mit abnehmbarem, mit Bodenklappe versehenem Kasten. Mit Photogr. Eng. News 6. Oktober 1910. S. 357.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

Warmwasser-Schnellproben des Zementes. Durch Versuche ist festgestellt worden, daß es sich trotz der Beobachtung, daß Beton mit warmem Wasser angemacht, zunächst an Festigkeit rascher zunimmt als der mit kaltem Wasser bereitete, nicht empfiehlt, die Kaltwasserprobe nach 28 Tagen durch eine Warmwasserprobe nach 7 Tagen zu ersetzen. Letztere ist aber neben der ersteren zu empfehlen, da sie die

Gegenwart von nicht raumbeständigen (blähenden) Stoffen im Zuschlagsmaterial rascher und sicherer erkennen läßt. Beton-Zeitung 1910. Nr. 40.

Lagern von Zement. Im Widerspruch zu den „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland- und Eisenportlandzement“, nach denen das Lagern des Zementes die Güte nicht verringere, ergaben Versuche des Kgl. Materialprüfungsamtes in Gr.-Lichterfelde-West mit Portland- und Eisenportlandzement, daß der Zement durch Lagerung in trockenen, zugfreien Speicher nach 6 Monaten beträchtlich an Festigkeit eingebüßt hat. Weitere Versuche über das Verhalten von abgelagertem Zement sind daher notwendig. Zement u. Beton 1910. Nr. 41.

Les aluminates, leurs propriétés et leur utilisation éventuelle dans la fabrication du ciment. Von U. S. Spackman. Bericht über weitere Versuche von Sp.; es hat sich gezeigt, daß die Zufügung von Aluminaten die Festigkeit und die hydraulischen Eigenschaften des Mörtels von natürlichem Zement, Puzzolanerde oder Kalk beträchtlich vergrößert. Le Ciment 1910. Nr. 10.

Tests of the effect of seawater on concrete. Notiz aus „Canal Record“, wonach beim Bau des Panamakanals Versuche über die Einwirkung von Seewasser auf Beton mit Platten  $91 \times 91 \times 15$  cm groß, deren Oberfläche verschiedentlich behandelt ist, angestellt werden, um zu sehen, ob es notwendig ist, den Beton der unteren Schleusen bei Galun und Miraflores besonders zu schützen. Eng. News 29. September 1910. S. 319.

Druckfestigkeitsmaschine, Bauart Martens, zur Prüfung von Probekörpern aus Zementmörtel und Beton. Angabe der Grundbedingungen für den Bau solcher Maschinen und Beschreibung einer nach Angaben von Martens gebauten zur Prüfung von Würfeln von 50 und 100 qcm Querschnitt. Kosten etwa 900 M. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 80 u. 83.

#### 3. Wirtschaftliches.

L'industrie du ciment aux Etats-Unis en 1909. Mitteilungen über die Entwicklung der Zementindustrie in Amerika. Le Ciment 1910. Nr. 10.

The cement industry in the United States in 1909. Die Zementherzeugung und die Preise im vergangenen Jahre, ferner eine graphische Darstellung beider seit 1890. Cement Age Oktober 1910. S. 193.

Jahresbericht der Handelskammern für das Jahr 1909. Auszug über Kunststein-, Terrazzo-Mörtel- und Portlandzementherstellung im Bezirk Mainz. Zement u. Beton 1910. Nr. 41.

## II. Theorie.

Über zulässige Spannungen im Eisen, im Hoch- und Brückenbau. In einem Vortrag vor den schweizerischen Mitgliedern des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik spricht sich Prof. Schüle gegen eine Erhöhung der zulässigen Spannungen bei der bevorstehenden Neuausgabe der amtlichen schweizerischen Vorschriften aus unter Hinweis auf die noch ganz ungenügend erforschten Nebenspannungen. Er empfiehlt nach dem Beispiele des Eisenbetonbaues Versuche großen Stiles an Brückenkonstruktionen, wie sie in Deutschland bereits geplant sind. Beton u. Eisen 1910. Heft XIII.

Zu dem Vortrage äußert sich Dr. H. Zimmermann, Berlin, im Z. d. B. und bringt eine Klarstellung über die im Anschluß an den Vortrag von Dr. Max Ritter geäußerten Bedenken über die nach den neuen preußischen Vorschriften zugelassenen Spannungen von 1200, 1400 und 1600 kg/cm<sup>2</sup>. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 87.

Calcul des rotules et des rouleaux de dilatation. Von E. Rousseau. Allgemeine Betrachtungen über die Formänderung und die Beanspruchung bei der Berührung zylindrischer, belasteter Körper, insbesondere von kreisförmigen Rollen. Berühren sich zwei Zylinder von verschiedenem Stoffe, so gilt:

$$\sigma_m = 2 \sqrt{\frac{5P}{18\pi l} \cdot \frac{EE_1}{E+E_1} \left( \frac{1}{R} + \frac{1}{R_1} \right)},$$

$$a = \frac{2P}{\pi l \sigma_m}.$$

Für den besonderen Fall, daß eine Rolle gegen eine Ebene gepreßt wird, und daß beide aus dem gleichen Stoff bestehen, ergibt sich:

$$\sigma_m = 2 \sqrt{\frac{5}{18\pi} \cdot \frac{PE}{2R \cdot l}},$$

$$a = \frac{2P}{\pi l \sigma_m}.$$

In diesen Formeln bedeutet:

- l die Berührungslänge,
  - P die Belastung,
  - R, R<sub>1</sub> die Halbmesser,
  - E, E<sub>1</sub> die Elastizitätszahlen
- } der Zylinder bzw. der Ebene,
- σ<sub>m</sub> die größte entstehende Pressung,
- a die halbe Breite der Berührungsfläche.
- R<sub>1</sub> ist mit negativem Vorzeichen zu nehmen, wenn es nach derselben Seite liegt wie R.

Die Formeln stimmen mit den von Leibbrand und von Weyrauch nach der Hertzschen Theorie abgeleiteten überein. Annales trav. publ. Belg. 1910. Nr. 2 (April).

Bending moments in concrete wall columns and fixed beams. Zur Erleichterung der Berechnung von Rahmen und beiderseits eingespannten Trägern sind Kurven der Biegemomente für bestimmte Belastungsfälle gezeichnet. Ihre Anwendung auf einen zweistöckigen Fabrikbau in Eisenbeton wird gezeigt. Mit Zeichn. Eng. Rec. 15. Oktober 1910. S. 433.

Berechnung vierseitig freiaufliegender rechteckiger Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung. Von J. N. Dorner, Nürnberg. Der Verfasser geht davon aus, daß die Platte unter Einwirkung der Belastung eine doppelte Krümmung erfährt, daß mit fortschreitender Belastung die Durchbiegung sich vergrößert und die Auflagerdrücke in den Mitten der Auflagerseiten zu- und gegen die Ecken hin abnehmen. Er legt seiner weiteren Betrachtung den Belastungszustand zugrunde, bei welchem die Auflagerkräfte an den Ecken auf den Nullwert gesunken sind, und berechnet unter der Annahme, daß die Verteilung des Auflagerdruckes nach einer Parabel erfolge, deren Scheitel in der Mitte der Auflagerseite liegt, die Auflagerdrücke und die Biegemomente für die Rechtecksachsen und einen Diagonalschnitt. In einer Tabelle sind für verschiedene Werte des Verhältnisses der Rechteckseiten die Auflagerdrücke und Biegemomente zusammengestellt. Schließlich wird die Anwendung der Rechnungsergebnisse auf Platten aus Eisenbeton mit gekreuzten Eiseinlagen gezeigt. Beton u. Eisen 1910. Heft XIV.

Bestimmung der Mehrbelastung der Hauptträger von Eisenbahnbrücken in Gleiskrümmungen durch Fliehkraft und Winddruck und Bestimmung der günstigsten Lage des Gleises. Von Ing. Ejnar Björnstad. Der Einfluß der senkrechten Mehrbelastung aus Fliehkraft und Winddruck ändert sich mit der Windrichtung sowie mit der Stellung und dem Bewegungszustand der Verkehrslast. Es wird die günstigste Entfernung der Gleisachse von der Brückenachse ermittelt durch Gleichstellung der Momente des äußeren Trägers bei bewegter Belastung und des inneren Trägers bei ruhender Belastung. Ferner wird das Verhältnis der Mehrbelastung des äußeren bzw. inneren Trägers zur gewöhnlichen Belastung bei gerader Strecke, wo Gleis- und Brückenachse zusammenfallen, angegeben und mit Beispielen erläutert. Zentralblatt der Bauverw. 1910. Nr. 84.

Modellversuche über die Spannungsverteilung in massiven Sperrmauern. Von Ziegler, Kgl. Baurat, Clausthal. Beschreibung der interessanten Versuche von Atcherley und Pearson sowie neuerdings von Wilson und Gore u. a. und Mitteilung der Ergebnisse. Beton und Eisen 1910. Heft XIII u. XIV.



### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Tests of reinforced concrete slabs. Beim Bau eines Gebäudes wurden Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen, verschieden bewehrten Eisenbetonplatten in bezug auf Durchbiegung und Spannungen in Beton und Eisen gemacht. Mit Tab. u. Abb. Eng. News. 6. Okt. 1910. S. 372.

Versuche mit Streckmetalleinlagen zur Bewehrung von Eisenbetondecken. Von Dr.-Ing. Sachs, Dortmund. Gegenüber von anderer Seite geäußerten theoretischen Bedenken gegen die Verwendung von Streckmetall wird das Ergebnis von Bruchversuchen an drei Probedecken mitgeteilt, die in der Größe des Querschnitts übereinstimmten, deren Bewehrung aber aus Streckmetall bzw. aus Rundeisen bzw. aus beiden Arten bestand. Die mit Streckmetall armierte Decke hielt einer um 50% höheren Bruchlast stand als die Rundeisendecke. Deutsche Bztg. 1910. Nr. 20.

Versuche und Berechnung von Siegwartmasten. Von Ing. F. Steiner, Luzern. Bericht über einen Biegeversuch an einem nach einem verbesserten Fabrikationsverfahren hergestellten Mast mit recht günstigen Resultaten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1910. Heft XIII.

Vom Gewölbeausschuß. Auszug aus dem Bericht des zweiten Gewölbeausschusses über Belastungsversuche von Decken mit und ohne Stich aus Ziegeln, Hohlziegeln, Beton, Eisenbeton u. a. mit einer tabellarischen Zusammenstellung der Ergebnisse. Zement und Beton 1910. Nr. 42.

Silozellen in Eisenbeton mit Kreisringquerschnitt. Von Rgbmstr. a. D. Kropf. Angabe einer Berechnungsmethode ohne und mit Berücksichtigung der Reibung und Anwendung auf Beispiele. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 40.

The deformation of a four-sided hopper. Versuche über die Deformation von Fülltrichtern, an der Staatsuniversität von Ohio angestellt, ergaben als Resultat, daß etwaige Aussteifungen nicht in wagerechter, sondern in vertikaler oder schräger Ebene liegen müssen. Mit Tabellen und Zeichnungen. Eng. News 6. Oktober 1910. S. 370.

### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

The Institution of Civil Engineers and reinforced concrete. Vorläufiger Bericht der Studienkommission für Eisenbeton der Institution of Civil Engineers, welcher umfaßt: A. die gebräuchlichsten Systeme und deren Vorteile; B. vergleichsweise Untersuchung der Vorschriften verschiedener führender Gesell-

schaften, die die vorangehenden Systeme ausführen; C. Sammlung von amtlichen Vorschriften in verschiedenen Ländern; D. und E. Material (Zusammensetzung des Betons, Grundbestandteile, Mischungsart, Formen und Art der Eisenarmierung usw.) und Berechnungen (besondere Näherungsrechnungen, zulässige Spannungen, Verteilung der Spannungen in Säulen auf Beton und Armierung usw.); F. und G. Bedingungen, unter denen Eisenbeton für die verschiedensten Bauwerke verwendet wird; H. 12 Originalberichte über Bauwerke verschiedener Länder. — Die Zusammensetzung des Ausschusses wird bemängelt: „bis auf zwei Mitglieder, ultrakonservative Vertreter des Ingenieurstandes“, der Bericht selbst sei nicht sehr klar und nicht gerade up-to-date. Als Anhang in Tabellenform die Vorschriften verschiedener Firmen. Concr. and Constr. Engg. Oktober 1910. S. 707. — Mitteilungen aus den Memoranda D., E. und G. November 1910. S. 798.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

The history and development of reinforced concrete. Auszug aus einem Vortrag von H. K. Dyson. Anfänge des Eisenbetons finden sich bereits bei den Römern. Ein Grabmaldach der Via Appia aus dem 1. Jahrhundert n. Chr. hat netzförmige Bronzestabeinlagen. Holz als Armierung bei den Römern, Chinesen, in Europa im Mittelalter. In moderner Form erstmalig 1830 in Encyclopaedia of Cottage, Farm and Village Architectural für den Bau flacher Dächer empfohlen. 1854 wurde von W. B. Wilkinson, Newcastle-on-Tyne, 1855 von F. Coignet, Paris, ein Patent genommen. Engineering 7. Okt. 1910. S. 519. — Concr. and Constr. Engg. Okt. 1910. S. 765.

Eisenbetonstützmauern u. -architektur. Von K. Böhm-Gera. Verfasser beklagt den Mangel jeder Rücksichtnahme auf architektonische Wirkung bei dem Bau von Eisenbetonstützmauern. Er empfiehlt zur Abhilfe eine Gliederung in vertikalem Sinne durch Schaffung von Sockel und Abdeckplatte, ferner die Herstellung der Ansichtsfläche mit Anlauf und zur Flächenbelebung in horizontalem Sinne das Hervortreten der Versteifungsrippen vor die Mauerfläche. Zement und Beton 1910. Nr. 42.

Exterior treatment of concrete surfaces. Ein Ausschuß der National Association of Cement Users gibt einen in untenstehender Quelle ziemlich ausführlich wiedergegebenen Bericht über die Behandlung von Betonoberflächen. Die Themata der einzelnen Abschnitte sind: Einfluß des Materials und der Ausführung auf die Oberfläche, deren Behandlung, architektonische Gestaltung, Wasser-

schutz, Fehler, Ausbesserung und Kosten. Eng. Rec. 24. Sept. 1910. S. 349.

American methods as applied to reinforced concrete contracting. Vortrag von M. Kahn über die Einheitskosten, Betriebseinrichtungen, Zementprüfungen, Herstellung der Gerüste, Betonierung, Bewehrung, Kostenabschätzung, Material u. Arbeitskosten, Berechnung des amerikanischen Eisenbetonunternehmens. Concr. and Constr. Engg. Nov 1910. S. 834.

Hohlkörperdecke „System Heidelberg“. Patentierte fugenlose Eisenbetondecke mit Eisenbetonrippen, zwischen denen zellenartige Hohlkörper aus Schlacken- oder Bimsbeton liegen. Mit Abb. Bauzeitung 1910. Nr. 42.

Ersatz von Mauerbögen. Mitteilung über zwei neue Formen von Eisenbetonstürzen, die fabrikmäßig hergestellt zweckmäßiger und billiger sind als die sonst üblichen Arten. Zement und Beton 1910. Nr. 43.

The construction of concrete fence posts. Vorteile der Betonzaunpfähle gegenüber solchen aus Holz werden besprochen, Formen für die Herstellung von Pfählen verschiedener Gestalt werden angegeben, ferner Betonmischung und Bewehrung, Herstellung und Kosten. Mit Zeichnungen. Concr. and Constr. Engg. Oktober 1910. S. 732. — November 1910. S. 805.

Some experience with reinforced concrete poles. Es werden verschiedene Arten der Herstellung von Leitungsmasten aus Eisenbeton sowie die Kosten, die ziemlich gering sind, angegeben. Eng. Rec. 1. Oktober 1910. S. 376.

Feuersichere Wände aus Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. Saliger, Wien. Aus dem Anlaß, daß Versicherungsgesellschaften in bezug auf Feuersicherheit erst eine Eisenbetonwand von 35 cm Stärke als gleichwertig mit einer  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Ziegelmauer erachten, wird in einem Gutachten der Sicherheitsgrad von Eisenbetonwänden zwei- bis viermal höher geschätzt als der gleichstarken Ziegelwände, so daß also einer  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Ziegelmauer eine 12–15 cm starke Eisenbetonwand gleich zu achten ist. Beton u. Eisen 1910. Heft XIV.

Mosaik für Eisenbeton. Von Edgar Bolhar von Nordenkampf, Wien. Beschreibung einer abwechslungsreichen malerischen Gestaltung von Wandflächen, Fußböden, Säulen, Pfeilern, Hohlkehlen, Gewölben durch eine Mosaikausführung in Verbindung mit Eisenbeton. In ein ausgestanztes Blech werden Mosaiksteinchen eingefügt, deren Ansichtsflächen das gewünschte Muster ergeben und die nach der Rückseite zu verjüngt sind. Die entstehenden Hohlräume werden mit Gußmörtel teils unter Einlegung von Rundeisen ausgefüllt. Die Mosaiksteinchen können aus Metall, Glas, Ton und Kunststeinen bestehen. Mit Abb.

Beton u. Eisen 1910. Heft XIII. — Z. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 38.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Das Edison-Zementhaus. Von Dr. Otto Schott. Ausführliche interessante Mitteilungen über die Ausstellung eines Modellhauses von Edison, über die besondere Zusammensetzung des Gußbetons, über den Aufbau der Formen und Ausführung des Gusses, über die Größenverhältnisse der geplanten Arbeiterhäuser und über die Kosten und die Wirtschaftlichkeit dieser neuen Bauart. Im letzten Punkte steht einer etwas optimistischen Berechnung Edisons von 1200 Doll. eine solche der Prüfungskommission der National Association of Cement users von 2462 Doll. gegenüber. Zement u. Beton 1910. V, 2. S. 103.

Eisenbetonkonstruktionen am städtischen Friedhofneubau zu Frankfurt a. M. Nach den Plänen von Reinhardt und Süßenguth-Charlottenburg wurde ein monumentaler Friedhofbau errichtet, bei welchem Eisenbeton in Form von Decken, Gewölben, Kuppeln und anderen Dachkonstruktionen umfangreiche und interessante Verwendung fand. Zahlreiche Abbildungen geben Aufschluß über die Form und Bewehrung der einzelnen Bauteile. Beton u. Eisen 1910. Heft XIII.

Zementbeton in Keltereibetrieben. Kurze Mitteilung über umfangreiche und mannigfaltige Verwendung von Eisenbeton in einer kalifornischen Keltereianlage. Außer den Gebäuden wurden 40 große Bottiche sowie ein Weinbehälter von 25,60 m Länge, 10,36 m Breite und 7,62 m Höhe aus Eisenbeton hergestellt. Mit 1 Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 42. — s. L. Oktober 1910. V, 2. S. 406.

Die Eisenbetonkonstruktionen für die Aula der Schlesischen Blindenunterrichtsanstalt zu Breslau. Von Ob.-Ing. Schaaf, Breslau. Beschreibung des Gewölbes für die Aula von 11 m Lichtweite und 8,45 m Lichthöhe, das abweichend von der üblichen Bauart zur Erzielung geringeren Eigengewichts und besserer akustischer Verhältnisse durch Zuhilfenahme von Hohlziegeln zwischen Eisenbetonrippen mit darüber liegender bewehrter Betonschicht von 5 cm Stärke hergestellt wurde. Die Gewölbelast wird beiderseits durch Eisenbetonlängsträger auf die in etwa 7 m Abstand voneinander angeordneten Hauptbinder übertragen, deren Horizontalschub durch unter dem Fußboden liegende Rundeisenzuganker aufgenommen wird. Mit zahlreichen Abbildungen Deutsche Bauz. Mitteilungen. 1910. Nr. 20 u. 21.

Das Schloß Christianborg in Kopenhagen. Das wiederholt — zuletzt 1884 — dem Feuer zum Opfer gefallene Schloß soll nunmehr feuersicher aus Eisenbeton nach den Plänen Prof. Suensons wiederhergestellt werden. Einige Ab-

bildungen der ersten Ausführungen. Beton und Eisen 1910. Heft XIII.

The christian science temple, Pasadena. Die ganz in Eisenbeton gebaute Kirche hat quadratischen Grundriß von 36,5 Seitenlänge und 32 m Höhe. Die 18,2 m weit gespannte Kuppel mit einem Pfeil von 9,1 m ist im Scheitel 10,2 cm, am Kämpfer 15,2 cm stark und kreuzweise mit Rundeisen bewehrt. Mit Zeichn. u. Photogr. Eng. Rec. 17. Sept. 1910. S. 318.

Neubau von sechs Kasernen für je 300 Mann und Bau zweier Wirtschaftsgebäude für die Marine-Neubauverwaltung in Kiel-Wik. Die Decken, Stützen und Dachkonstruktionen wurden aus Eisenbeton hergestellt. Die vorgenommene Probelastung ergab ein günstiges Resultat. Zahlreiche Abbildungen vom Entwurf und der Bauausführung. Beton u. Eisen 1910. Heft XIII.

The Wesleyan Hall, Westminster. Beim Bau des 18 m hohen Gebäudes wurde Eisenbeton für Fußböden, Kuppeln, Galerien, Säulen und Treppen verwendet. Mit Zeichn. u. Photogr. Concr. and Constr. Engg. Oktober 1910. S. 720.

Royal Mail Steam Packet Company's offices, Kingston, Jamaica. Beispiele der Verwendung von Eisenbeton zum Hausbau in Erdbebengebieten. Mit Zeichn. u. Photogr. Concr. and Constr. Engg. Oktober 1910. S. 749.

Two details in a concrete storage warehouse. Bei über drei Öffnungen gehenden Eisenbetonbalken wurde die Mittelöffnung etwas größer als die Seitenöffnungen gewählt, um gleiche Momente und damit auch Abmessungen der Träger zu erzielen. — Ferner wurden bei dem Gebäude, im Anbau an ein schon bestehendes, die Randsäulen auf Kragarme gesetzt. Eng. Rec. 15. Okt. 1910. S. 431.

Concrete in national defense. Verwendung des Betons bei der Anlage von Befestigungen. Mit Photogr. Cement Age. Oktober 1910. S. 209.

L'élargissement du goulot de St.-Lazaire, à Paris. Encorbellements de la tranchée des Batignolles. Verbreiterung einer Straße durch Auskragung über die tiefliegenden Bahngleise; bis zu 7 m. Mit guten Abb. Le Génie civil 1910. Nr. 22 u. 23. — s. L. Februar 1910. V, 2. S. 103.

Reinforced concrete buildings in Konstantinople. Die Gebäude sind wegen des Schlammuntergrundes auf einer Eisenbetonplatte gegründet; die Wände sind ebenfalls, um Gewicht zu sparen, aus Eisenbeton von 10 cm Stärke und haben innen eine Ziegelverkleidung. Mit Zeichn. u. Photogr. Concr. and Constr. Eng. November 1910. S. 817. — s. L. Oktober 1910. V, 4. S. 408: Murs de quai sur fond vaseux.

Eine eiserne Dachkonstruktion mit Betondeckung. Von Franc C. Perkins, Chicago. Die Eisenbewehrung besteht aus  $3 \times 1$  m großen Tafeln mit 12 cm hohen Vertiefungen in Abständen von je 2 cm. Unter- und Oberseite werden mit Beton eingedeckt. Die Decke ist feuersicher, billig, rasch herzustellen und sehr tragfähig. Mit Abb. Beton-Zeitung 1910. Heft XIII.

Eisenbeton-Anschlagsäule mit Schutzdach und Aufbau. Ausstellungsobjekt der Firma Koch & Spiegel auf der Kreisausstellung für Regensburg und Oberpfalz, an welchem, wie die Abbildungen zeigen, die Anpassungsfähigkeit und vielseitige Verwendbarkeit des Eisenbetons treffend zum Ausdruck kommt. Beton u. Eisen 1910. Heft XIII.

Le ciment armé à la compagnie des mines de houille de Marles. Ladebrücke, 9 m hoch, etwa 5 m breit, mit Gleisen für Kleinbahn; Kohlenturm 18,8 · 4,05 m Grundfläche, 19,10 m Höhe. Kurze Beschreibung. Mit Abb. Le ciment armé 1910. Nr. 10.

Reinforced concrete grain silos at Silvertown. Die Anlage besteht aus 8 zylindrischen 24 m hohen Silos von 6 m Durchmesser, die auf Hennebique-Pfählen gegründet sind. Die armierten Betonwände sind 15 cm stark. Mit Zeichn. u. Photogr. Concr. and Constr. Eng. November 1910. S. 791.

Ein 43 m hoher Wasserturm aus Eisenbeton für die Maggi-G. m. b. H. in Singen a. H. Charakteristischer Eisenbetonbau von nicht gewöhnlichen Abmessungen. Die Unterseite des 250 cbm fassenden Behälters liegt 30 m über Gelände. Abb. zeigen den Entwurf, das fertige Bauwerk und die eigenartige Lehrgerüstausbildung. Beton u. Eisen 1910. Heft XIV.

Reinforced concrete water tower at Westerly, R. I. Der Boden des kreisförmigen Wasserturmes (Wasserhöhe 21,4 m) besteht aus einer 30,5 cm starken Eisenbetonplatte von 13,4 m Durchmesser; die Wand von 1,52 m Höhe über dem Boden bis an das Dach ist 35,5 cm stark, mit vertikalen Rohren von 37 mm lichter Weite und horizontalen Rundeisen von gleichem Durchmesser bewehrt. Die Rohre sind durchbohrt, um die Rundeisen befestigen zu können. Rüstung und Schalung waren aus Eisen. Mit Zeichn. u. Photographien. Eng. Rec. 24. Sept. 1910. S. 342.

Concrete tower enclosing a waterworks tank at Gary, Ind. Ein Wasserbehälter auf eisernem Gerüst, 41 m hoch, wurde aus Schönheitsrücksichten von einem Eisenbetonturm achteckigen Querschnitts, 11 m Durchmesser eingeschlossen. Die Wandstärke nimmt von 48 cm auf 31 cm nach oben ab, die Bewehrung beträgt wagerecht und senkrecht 0,3% und besteht aus gedrehtem Quadrateisen. Die Grundplatte ist 61 bis 91 cm dick und stark mit 176

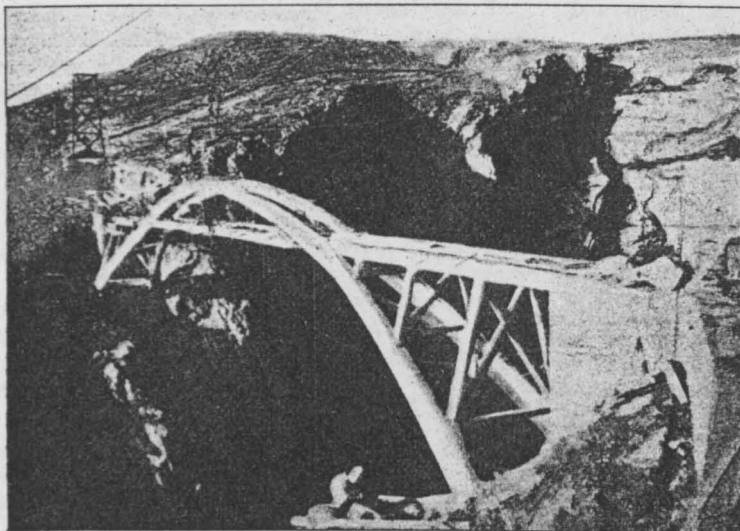


Fig. 1.

radialen Rundeisen von 36 mm Durchmesser armiert. Das Dach ist durch eine Kuppel gebildet bestehend aus 8 radialen, im Scheitel 15 cm hohen Rippen und dazwischen liegender Platte von 10 cm Höhe im Scheitel, beide armiert. Zur architektonischen Ausschmückung sind Betonsteine verwendet. Mit Photogr. u. Zeichn. Eng. News 20. Okt. 1910. S. 403.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Straßenbahnviadukt bei Horst-Emscher. Bogenbrücke mit 27,0 m weiter Mittelöffnung und 9 kleinen Bögen unter den beiden Rampen. Bemerkenswert ist die flache Gründung auf Eisenbetonplatte. Dtsch. Bztg. 1910. Mitt. Nr. 21 und später Forts.

The Galveston, Tex., causeway. Überführung von 4 Gleisen und einer Straße über die Galvestonbucht in einer Länge von 3250 m. Davon entfallen 750 m auf einen Eisenbetonviadukt von 28 Bögen zu 21,3 m mit 69 cm Scheitelstärke für die Bahn und 41 cm für die Straßenbrücke. Die Armierung erfolgt nach Emperger mit einer diagonalen Verbindung der Längs- und Quereinlagen. Der 2500 m lange Damm ist mit einer Eisenbetonspundwand eingefaßt. Die Böschungen

sind teilweise durch Betonplatten geschützt. Mit Zeichn. Eng. Rec. 15. Okt. 1910. S. 424.

Footbridge at Mizen Head, Ireland. Überführung eines Fußweges von 1,4 m Breite 46 m über Wasserspiegel durch eine Eisenbetonbogenbrücke. Die 2 Hauptträger und der Windverband sind ohne Rüstung, an Seilen hängend, vorgebaut; die Fahrbahn ist dagegen an Ort und Stelle gestampft. Das Bauwerk macht einen kühnen Eindruck. Mehrere Photogr. Concr. and Constr. Engg. November 1910. S. 847. (Fig. 1. u. 2.)

Landungssteg aus Eisenbeton am Guadalquivir, Spanien. Für Erzverladung; 162,5 m lang.

Die Tragkonstruktion besteht aus durchgehender Rippenplatte von 5,30 m Breite und wechselnder Stärke; die beiden Rippen sind 1,0 m hoch, 3,3 m voneinander entfernt und ruhen in Abständen von 5,50 m auf Jochen, die ihrerseits auf Eisenbetonpfählen von 8,0 bis 9,5 m Tiefe liegen. Der Steg trägt außer dem Erzbahngleis einen Portalkran von 5,0 m Spurweite für 10 t Ladegewicht. Die Kosten betrugen rund 910 M/m. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XIII.

Einige Brücken nach System Visintini. Von Prof. Dr.-Ing. Heß, Brünn. Kurze Beschreibung



Fig. 2.

mit Abb. von 5 Straßenbrücken in Oberösterreich mit 9,8 bis 12,5 m Spannweite. Die Abmessungen der einzelnen Balken wechselten zwischen 51,5 cm zu 20 cm und 95 cm zu 50 cm (Höhe zu Breite). Die Belastungsproben ergaben in allen Fällen günstige Resultate. Beton u. Eisen 1910. Heft XIV.

Wegüberführung der Neubaustrecke Schmentau—Riesenburg. Eisenbetonbalkenbrücke für eine 3,0 m breite Straße. 4 Öffnungen von 6,0, 12,1, 12,1 und 5,0 m Lichtweite. Mit statischer Untersuchung und Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 43.

Viaduc de St.-Jean-la-Rivière. Von dem schon beschriebenen Bauwerk sei hier noch

durchgehende Eisenbetonplatte von 50 cm Stärke und umschnürte Eisenbetonpfähle verwendet, deren Herstellung eingehend beschrieben ist. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XIV.

Separately-molded sections for a concrete sea wall. Eng. News 29. September 1910. S. 336. — s. L. Oktober. V, 4.

Les pontons en ciment armé de Panama. Kurze Beschreibung der Prähme aus Eisenbeton; Anführung der Gründe, warum man als Baustoff Eisenbeton gewählt hat. Kostenangaben. Le ciment armé 1910. Nr. 10.

Motorboot aus Eisenbeton. Die Firma A. Last & Sohn, Enkhuizen (Holland), hat ein Boot

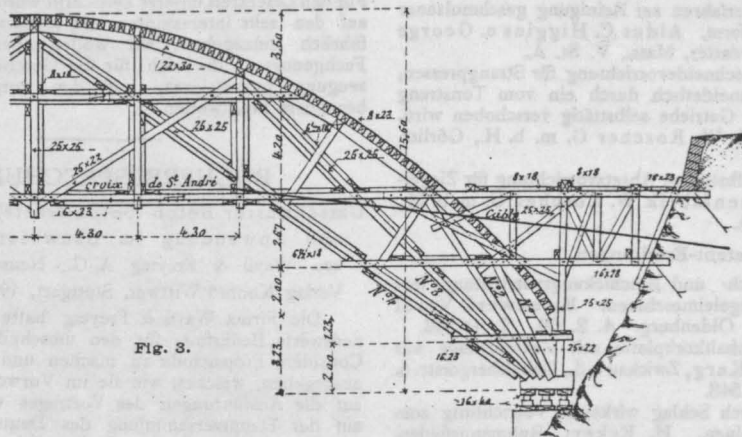


Fig. 3.

eine Abb. des Lehrgerüsts beigelegt. Nouv. ann. constr. 1910. Nr. 9. vgl. L. (Fig. 3.)

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Caissons flottants en béton armé pour fondation à l'air comprimé de piles d'estacade. Die Pfeiler einer eisernen Ladebrücke wurden als Senkkästen aus Eisenbeton hergestellt, schwimmend an Ort gebracht und mit Hilfe von Preßluft gegründet. Querschnitt im Grundriß  $5,25 \times 4,25$  m, Höhe 11 m; Arbeitskammer 1,80 m hoch, ihre Decke 40 cm stark. Die Wände über der Arbeitskammer hatten 18 bis 12 cm Stärke. Die Caissons wurden in einer Dockschleuse gestampft; 13 Tage Arbeitszeit, 35 Tage Erhärtungsdauer. Mit guten Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1910. Nr. 3.

Compressol foundations. Art und Beispiele der Compressol-Pfähle. Mit Zeichn. und Photogr. Concr. and Constr. Engg. Okt. 1910. S. 755.

Die Fundierung einer Bahnunterführung in Eppenheim. Von Ing. Amiras, Gent. Auf der Strecke Brüssel—Antwerpen wurde zur Gründung einer massiven gewölbten Eisenbahnbrücke eine

von 4,5 m Länge, 1,65 m Breite und 0,70 m Tiefe hergestellt, das sich bisher gut bewährt hat. Die Betonwand ist mit nur 13 mm angegeben; die Bewehrung ist verhältnismäßig stark. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XIV.

Schiffshaltepfähle aus Eisenbeton. In Berlin ist ein Versuch mit 10 Pfählen dieser Art gemacht worden. Die Kosten stellten sich jedoch im Vergleich zur Verwendung von Holzpfählen doppelt so hoch. Dieses für den Eisenbeton sehr ungünstige wirtschaftliche Ergebnis dürfte im wesentlichen im kleinen Umfang der Ausführung begründet sein. Betonzeitung 1910. Nr. 41. *h. a. Zent*

#### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Filteranlage in Indianapolis. Von Frank C. Perkins, Chicago. Sämtliche Anlagen dieses modernen großen Wasserwerkes — Zuführungskanal, Absatzbassin, Klärwasserbehälter, Filter, Reinwasserbehälter und Verwaltungsgebäude — sind aus Eisenbeton hergestellt und werden kurz beschrieben. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XIV.



## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

## Patent-Anmeldungen.

80a. S. 28 497. Presse zur Herstellung von Hohlsteinen aus Klinkerbruch und Zement, Kalk, Sand oder dgl. John Charles Snelling, Mitcham, Surrey und Cyril Frank Wainwright, London.

80a. T. 15 325. Ziegelwagen zum Anheben und Ablegen von Ziegelwaren; Zus. z. Anm. T. 14 616. Thiele & Maiwald, Glatz i. Schl. 17. 6. 10.

80b. H. 47 953. Verfahren zur Reinigung geschmolzener Tonerde in Körnerform. Aldus C. Higgins u. George N. Jeppson, Worcester, Mass., V. St. A.

80a. M. 39 297. Abschnidevorrichtung für Strangpressen, bei der der Abschnidetisch durch ein vom Tonstrang aus eingekuppeltes Getriebe selbsttätig verschoben wird. Maschinenfabrik W. Roscher G. m. b. H., Görlitz. 16. 10. 09.

80a. M. 39 807. Selbsttätige Absetzvorrichtung für Ziegelpressen. Maschinenfabrik W. Roscher G. m. b. H., Görlitz. 9. 12. 09.

## Patent-Erteilungen.

80a. 228 687. Misch- und Beschickungsvorrichtung, insbesondere für Ziegeleimaschinen. Eisenwerk Varel G. m. b. H., Varel, Oldenburg. 4. 2. 09. E. 14 342.

80b. 437 995. Asphaltkorkplatte mit Zwischenlage aus Schilfrohr. Albin Karg, Zwickau i. S., Gabelsbergerstr. 6. 21. 2. 10. K. 42 548.

80d. 438 107. Durch Schlag wirkende Vorrichtung zum Zerteilen von Steinen. H. Eckert, Ruhmannsfelden, Niederbayern. 29. 8. 10. E. 14 692.

80b. 229 011. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen aus Kohlensäure und Kalk; Zus. z. Pat. 229 010. Dr. Josef Rawitzky, Charlottenburg, Giesebrechtstr. 18. 4. 7. 09. R. 30 253.

## Gebrauchsmuster-Eintragungen.

80a. 438 693. Abhebevorrichtung für Zementdachziegel. Märkische Kunststeinwerke Flegel & Segebarth, Wittenberge. 21. 2. 10. M. 33 455.

80a. 438 771. Füllkasten für die Beschickungsvorrichtung für Misch- und Zerkleinerungsmaschinen. Karl Händle & Söhne, Mühlacker. 4. 11. 07. H. 35 077.

80a. 440 093. Beschickungs- und Mischapparat mit Längskammern und verstellbarem Mundstück. Pet. Jorißen, Düsseldorf-Grafenberg. 15. 9. 10. I. 10 688.

80a. 440 095. Elastische Befestigung der Stampfplatte bei Preßluftstampfern. Pokorny & Wittekind Maschinenbau-A. G., Frankfurt a. M.-Bockenheim. 17. 9. 10. P. 18 068.

80a. 440 107. Form zur Herstellung T-förmiger Eisenbetonbalken. Johannes Bozung, Firmasens. 24. 9. 10. B. 49 712.

80a. 440 573. Beschickungsvorrichtung. Gottfr. Schultz. Münster i. W., Hafenstr. 33. 27. 8. 10. Sch. 37 336.

37b. 440 131. Massiver Wölbräger aus Beton. V. Schütz, Düsseldorf, Hansahaus 224. 30. 9. 10. Sch. 37 676.

37b. 440 438. Betonbalken T-förmigen Querschnittes mit in den Mittelsteg eingelegter Latte. Bruno Adler, Dresden, Hofmühlenstr. 25. 11. 10. A. 15 544.

37b. 440 615. Querhohlkörper zur Bildung gewölbter Decken zwischen Einsträgern. Carl August Richartz, Köln, Klettenberggürtel 66. 17. 10. 10. R. 28 233.

37b. 440 719. Eckenschutzschiene mit Haltedübel. Façon-eisen-Walzwerk L. Mannstaedt & Cie. Akt.-Ges. Kalk. 15. 7. 10. F. 22 738.

80c. 439 305. Schachtofen mit Generatorgasfeuerung. A. Heinrich, Charlottenburg, Schillerstr. 1. 10. 9. 10. H. 41 617.

80c. 439 751. Beschieker für Ring- und andere Öfen. F. Hoffmann Maschinenfabrik u. Eisengießerei, G. m. b. H., Finsterwalde. 14. 9. 10. H. 47 813

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Über eine alte holländische Traßmühle, wie sie in Dordrecht vor etwa 200 Jahren gebaut wurde, berichtet Direktor Anton Hambloch aus Andernach in Heft 20 des „Mühlen- und Speicherbaus“ und zwar unter Mitteilung der alten Konstruktionszeichnungen. Für den Leserkreis unserer Zeitschrift würde es zu weit führen, auf den sehr interessanten und lesenswerten Aufsatz ausführlich einzugehen; wir wollen aber nicht verfehlen, Fachgenossen, die sich für die Geschichte der Mörtelerzeugung interessieren, auf den vorgenannten Aufsatz besonders hinzuweisen.

M. F.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Umschnürter Beton (beton fretté), seine Theorie und Anwendung im Bauwesen. Herausgegeben von Wayß & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1910. Preis M. 2,—.

Die Firma Wayß & Freytag hatte das sehr anerkannte Bedürfnis, für den umschnürten Beton System Considère Propaganda zu machen und hat ein Buch herausgegeben, welches, wie sie im Vorwort hervorhebt, sich auf die Ausführungen des Vortrages von Ing. Kleinlogel auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins im Jahre 1909 aufbaut. Bekanntlich hat Kleinlogel im letzten Jahre u. A. ein Buch über umschnürten Beton veröffentlicht, das auch von dem gleichen Vortrag ausging. Wenn daher die genannte Firma das Bedürfnis hatte, neuerdings eine Broschüre herauszugeben, so hätte sie dies kostenlos tun müssen. Der Inhalt dieses Buches setzt sich zusammen aus der allgemein bekannten und in verschiedenen Zeitschriften bereits oft besprochenen Theorie, ferner aus den behördlichen Vorschriften in Deutschland und im Ausland und im 3. Teil aus praktischen Anwendungen; daß sind Ausführungen der Firma Wayß & Freytag in dem System Considère.

E. P.

Bericht über die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (E. V.) am 23., 24. und 25. Februar 1910.

Wie alljährlich ist auch in diesem Jahre ein eingehender Bericht über die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins erschienen, der auch Nichtteilnehmern an der Versammlung die Möglichkeit bietet, über den reichen Inhalt unterrichtet zu werden.

Der Bericht kann von Interessenten vom Verlage der Tonindustrie-Zeitung in Berlin NW 21, Dreysestr. 4 zum Preise von M. 5,— bezogen werden.

## NEUE KALENDER.

Beton-Taschenbuch 1911. 2 Teile. Teil 1: Kalendarium, in Leinen gebunden. Teil 2: Merksätze für den Betonbau, broschiert. Verlag von Zement und Beton G. m. b. H. Berlin NW 21. Preis M. 2,—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechteitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.